



UNIVERSITÉ DE
SHERBROOKE

Faculté de Génie

Département de Génie Civil

ANALYSE DYNAMIQUE DES PENTES ARGILEUSES ET
DÉVELOPPEMENT D'UNE NOUVELLE MÉTHODE PSEUDO-
STATIQUE SPECTRALE

Thèse de doctorat

Spécialité : génie civil

Fady GHOBRIAL

Jury : Prof. Mourad KARRAY, directeur de recherche

Prof. Mathieu Nuth

Prof. Yannic Ethier

M. Pascal Locat

Sherbrooke (Québec), Canada

Août 2019

Je dédie cette thèse

À ma superbe épouse, Rana

À l'âme de mon père

À l'âme de ma mère

À l'âme de ma sœur

RÉSUMÉ

Les tremblements de terre sont capables d'engendrer des forces perturbatrices à l'intérieur des pentes naturelles ou artificielles. L'étude de stabilité des pentes sous une telle sollicitation sismique s'avère importante pour s'assurer de la sécurité de ces pentes. Les outils utilisés pour effectuer une telle étude ont évolué au fil de temps. Un de ces outils qui est autant simple que puissant est la méthode pseudo-statique. Elle remplace l'action du tremblement de terre par une force d'inertie constante proportionnelle ou non à l'accélération maximale du sol de l'excitation et l'applique à la masse possiblement instable. Cette force constante est corrélée à la masse glissante dans le cas de stabilité statique par un coefficient pseudo-statique, k_h . Cependant, la sélection de ce coefficient reste difficile et dans la majorité des cas très subjective en ceci qu'il dépend uniquement de la zone sismique et parfois il s'agit d'une valeur constante. Alors, la méthode ignore l'effet du tremblement de terre sur la résistance au cisaillement et, en plus, masque l'aspect dynamique du problème (effets de site, la dégradation du module, la synchronisation du mouvement, etc.). De plus, il a été démontré d'un part que la force sismique n'est pas constante avec la profondeur et d'autre part, des études récentes ont démontré que l'utilisation de la méthode numériquement dans les pentes argileuses conduit à des résultats erronés avec des surfaces de rupture relativement profondes et un facteur de sécurité généralement sous-estimé. Dans cette étude, une nouvelle méthode, la méthode pseudo-statique spectrale, a été développée dans laquelle la variation du coefficient sismique avec la profondeur a été considérée. Une étude paramétrique et numérique approfondie a été menée pour établir des valeurs réalistes du coefficient sismique pour l'Est du Canada. Les principaux facteurs qui influent sur la réponse dynamique d'une pente sont l'inclinaison de la pente, la hauteur de la pente et l'épaisseur du dépôt de sol. Tout cela affecte la période naturelle de tout le système. Ces paramètres ont été examinés et leurs

effets sur la valeur du coefficient sismique de surface sont montrés. En outre, un résultat préliminaire de l'effet d'un dépôt épais et de l'effet de modification de la rigidité du sol est également introduit.

Mots-clés : *Méthode pseudo-statique, Pente argileuse, Coefficient sismique, Coefficient pseudo-statique, Modèle de Mohr-Coulomb, Modélisation numérique, Est du Canada, Analyse dynamique.*

REMERCIEMENTS

La présente étude a été effectuée sous la direction de monsieur Mourad Karray, professeur au département de génie civil de l'université de Sherbrooke. L'auteur présente ses plus sincères remerciements au professeur Karray pour ses nombreux précieux conseils, son encouragement constant et sa patience intarissable.

L'auteur tient à remercier son épouse, Rana, ainsi que sa famille et ses amis pour leur confiance, leur encouragement soutenu et leur compréhension.

La réalisation de cette recherche a été rendu possible grâce à la subvention du Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports (MTMDET) et grâce à la contribution précieuse de : Madame Marie-Christine Delisle, Madame Catherine Ledoux, Monsieur Rémi Mompin et Monsieur Pascal Locat

Enfin, l'auteur exprime également ses reconnaissances envers SoilVision Systems Ltd pour implémenter la méthode développée dans son logiciel.

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 LES ALÉAS SISMQUES	2
1.1.1 Les secousses du sol	2
1.1.2 Les risques structurels.....	2
1.1.3 La liquéfaction.....	3
1.1.4 Glissements de terrain.....	4
1.1.5 Effondrement des structures de soutènement	6
1.1.6 Risques des services publics.....	6
1.1.7 Tsunami et Seiche.....	7
1.2 STRUCTURE DE LA THÈSE	7
CHAPITRE 2 ANALYSE DE STABILITÉ DES PENTES	9
2.1 ANALYSE STATIQUE	9
2.1.1 L'analyse à l'équilibre limite	9
2.1.2 L'analyse contrainte-déformation.....	10
2.2 ANALYSE SISMQUE.....	10
2.3 CONCEPTS FONDAMENTAUX POUR L'ANALYSE DE STABILITÉ	12
2.4 ANALYSES PSEUDO-STATIQUE	12
2.4.1 Solution de Majumdar pour un sol $c-\phi$	16
2.4.2 Solution de Prater pour un sol $c-\phi$	21
2.4.3 Solution de Koppula pour un sol cohérent ($\phi=0$)	23
2.4.4 Solution de Huang (1979, 1980)	27
2.4.5 Inconvénients de la méthode pseudo-statique	29
2.5 MÉTHODE DE DÉPLACEMENT DE NEWMARK.....	30

2.5.1 Influence d'accélération élastique sur le déplacement	33
2.5.2 Déplacements permanents tolérable	35
2.6 FACTEURS CONSIDÉRABLES DU MOUVEMENT SISMIQUE	39
2.7 TYPES DE GLISSEMENT INDUIT PAR UN SÉISME	40
CHAPITRE 3 PROPRIÉTÉS DYNAMIQUES DU SOL	45
3.1 MESURE DES PROPRIÉTÉS DYNAMIQUES DU SOL	45
3.1.1 Essais à faible déformation	46
3.1.2 Essais à grande déformation	46
3.2 LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT	47
3.2.1 Sous un chargement rapide	47
3.2.2 Sous un chargement transitoire	49
3.3 SENSIBILITÉ DES ARGILES	50
3.3.1 Description des dépôts d'argile sensible	52
3.3.2 Distribution géographique	52
3.3.3 Origine géologique	52
3.3.4 Composition et minéralogie	53
3.3.5 Stratigraphie	54
3.3.6 Facteurs influant sur la sensibilité	55
3.4 CORRÉLATIONS DU MODULE DE CISAILLEMENT	57
3.4.1 Corrélation avec la vitesse des ondes de cisaillement et la résistance non-drainée	59
3.4.2 Corrélation avec τ_{max}	62
3.4.3 Corrélation avec la valeur de SPT, N	64
3.4.4 Corrélation avec le coefficient de Poisson	70
3.4.5 Corrélation avec la contrainte effective moyenne	72
3.5 LE CONTEXTE DE LA SÉISMICITÉ DE L'EST DU CANADA	72

3.5.1 Zone de l'Ouest du Québec (WQU).....	75
3.5.2 Zone de Charlevoix-Kamouraska (CHV)	76
3.5.3 Zone du Bas-Saint-Laurent (BSL)	77
CHAPITRE 4 ANALYSE PRÉLIMINAIRE ET ÉVALUATION DE LA MÉTHODE PSEUDO-STATIQUE CONVENTIONNELLE.....	80
4.1 INTRODUCTION	80
4.2 LE MODÈLE	81
4.3 LE CHOIX DES PARAMÈTRES	83
4.4 MÉTHODE D'ÉVALUATION DU FACTEUR DE SÉCURITÉ	85
4.5 ANALYSES PRÉLIMINAIRES ET EXEMPLES	88
4.5.1 Analyse statique par <i>FLAC</i>	88
4.5.2 Analyse par les méthodes conventionnelles.....	91
4.5.3 Analyse pseudo-statique	93
4.5.4 Analyse dynamique.....	96
4.5.5 Analyse pseudo-statique spectrale	99
CHAPITRE 5 NOVEL SPECTRAL PSEUDO-STATIC METHOD FOR DYNAMIC CLAYEY SLOPE ANALYSIS.....	104
5.1 AVANT-PROPOS.....	104
CHAPITRE 6 ESTABLISHMENT OF SPECTRAL PSEUDO-STATIC COEFFICIENT FOR CLAYEY SLOPES AS A FUNCTION OF DYNAMIC PARAMETERS AND SEISMIC CONTEXT	149
6.1 AVANT-PROPOS.....	149
<i>Note : 150</i>	
CHAPITRE 7 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	208
7.1 ANALYSES PSEUDO-STATIQUES CONVENTIONNELLES	208
7.2 ANALYSES PSEUDO-STATIQUES SPECTRALES.....	209

7.3 LIMITATIONS ET FUTURS TRAVAUX	211
LISTE DES RÉFÉRENCES	212

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1: Rupture des colonnes de l'hôpital Olive View dû au tremblement de terre de San Fernando (1971) (Çelebi et coll. 2005).....	3
Figure 1-2 : Rupture en capacité portante des immeubles Kawagishi-cho dû au tremblement de terre de Niigata (1964) (University of Washington 2000a).	4
Figure 1-3 : Tremblement de terre au Pérou (1970) : Village de Yungay (avant et après) (Kramer 1996).	5
Figure 1-4: Glissement induit dans la voie ferrée « Pacific Union » près d'Olympia, Washington (Instituto Nacional de Prevención Sísmica s. d.).	5
Figure 1-5 : L'effondrement de la structure de soutènement à Kobe, Japon (University of Washington 2000b).	6
Figure 2-1: La méthode pseudo-statique (d'après De Melo, 2000)	13
Figure 2-2 : Exemple de la variation du coefficient de sécurité avec le coefficient sismique horizontal (Abramson et coll., 2002).	16
Figure 2-3: Le rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, m , versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α , pour une pente de 15° (Majumdar 1971).	18
Figure 2-4 : Le rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, m , versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α , pour une pente de 30° (Majumdar 1971).	18
Figure 2-5: Le rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, m , versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α , pour une pente de 45° (Majumdar 1971).	19
Figure 2-6: Le rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, m , versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α , pour une pente de 60° (Majumdar 1971).	19

Figure 2-7: Le rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, m , versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α , pour une pente de 75° (Majumdar 1971).....	20
Figure 2-8: Le ratio de bras de moment, l/d , versus l'angle d'inclinaison de la pente, i , pour différentes valeurs de φ_i (Majumdar 1971).....	20
Figure 2-9: Les abaques de Taylor modifiés (Das et Ramana 2011).	21
Figure 2-10: La surface de glissement logarithmique utilisée par Prater 1979 (d'après Prater, 1979).....	22
Figure 2-11: Une pente argileuse - solution de Koppula (d'après Das et Ramana, 2011).....	24
Figure 2-12: Variation du nombre de stabilité, N_1 , avec l'angle d'inclinaison de la pente, β , et l'accélération horizontale moyenne, k_h (Das et Ramana 2011).	25
Figure 2-13: Variation du nombre de stabilité, N_2 , avec l'angle d'inclinaison de la pente, $\beta \leq 50^\circ$, et l'accélération horizontale moyenne, k_h (Das et Ramana 2011).....	26
Figure 2-14: Variation du nombre de stabilité, N_2 , avec l'angle d'inclinaison de la pente, $\beta \geq 55^\circ$, et l'accélération horizontale moyenne, k_h (Das et Ramana 2011).....	26
Figure 2-15 : Solution de Huang (1979 et 1980).....	27
Figure 2-16 : Variation de facteur de friction, facteur de séisme et facteur de stabilité (Huang 1980, Fang 1991).....	28
Figure 2-17 : Variation de la vitesse relative et le déplacement relatif entre le bloc et le plan (Kramer 1996).	32
Figure 2-18 : Le déplacement permanent d'une pente dépend de la relation entre l'accélération élastique (de la pente) et l'amplitude (du mouvement) (Kramer 1996).....	34
Figure 2-19 : Déplacement permanent normalisé en fonction du rapport de l'accélération à la limite élastique et l'accélération maximale (Yegian et coll. 1991).	35
Figure 2-20 : Déplacement permanent en fonction du rapport entre le coefficient critique et l'accélération maximale du sol (PGA) (Abramson et coll., 2002).	37
Figure 2-21: La variation du rapport entre l'accélération maximale moyenne dans la masse glissante, k_{max} , et l'accélération maximale à la crête du barrage, \ddot{u}_{max} , avec le rapport	

entre la profondeur maximale de la masse glissante, y , et la hauteur du barrage H (Abramson et coll., 2002).	38
Figure 2-22 : La variation du déplacement permanent avec le rapport entre l'accélération à la limite élastique et l'accélération maximale (moyenne) (Abramson et coll., 2002).	39
Figure 2-23 : La composante nord-sud du tremblement de terre d'El Centro en 1940 (Newmark 1965).	40
Figure 3-1: Les résultats des essais UU sur l'argile de Buckshot (Das et Ramana 2011).	49
Figure 3-2: Les bassins de déposition d'argile à l'Est du Canada (Lefebvre 2017).	53
Figure 3-3: Section transversale simplifiée en aval de la vallée d'un dépôt typique d'une argile marine molle à l'Est du Canada (Lefebvre 2017).	54
Figure 3-4: Relation entre l'indice de liquidité et la résistance au cisaillement des argiles remaniées (Skempton et Northey 1952).	57
Figure 3-5 Relation entre le module de cisaillement G_o et la résistance au cisaillement c_u (d'après Hara et coll. 1974)	60
Figure 3-6 : Dépendance de G_o/τ_{max} , $G_o/\tau_{1\%}$ et γ_r de la contrainte de confinement (Athanasopoulos et Richart 1983).	63
Figure 3-7 : Dépendance de G_o/τ_{max} , $G_o/\tau_{1\%}$ et γ_r du degré de consolidation OCR (Athanasopoulos et Richart 1983).	63
Figure 3-8 : Corrélation entre le module de cisaillement, G_o , et la valeur de SPT, N , par Kanai et coll. (1966) (Ohsaki et Iwasaki 1973).	64
Figure 3-9 : Corrélation entre le module de cisaillement, G_o , et la valeur de SPT, N , par Ohta et coll. (1972) (Ohsaki et Iwasaki 1973).	66
Figure 3-10 : Les valeurs de N versus le module de cisaillement, G_o (Ohsaki et Iwasaki 1973).	68
Figure 3-11 : Relation entre le module de cisaillement G_o et la valeur N de SPT (d'après Hara et coll. 1974)	69
Figure 3-12 : Variation du coefficient de Poisson avec le module de Young sous les conditions statique et dynamique selon Hara (1970) (Ohsaki et Iwasaki 1973).	70
Figure 3-13 : Variation du coefficient de Poisson dynamique avec le module de cisaillement (Ohsaki et Iwasaki 1973).	71

Figure 3-14 : Les sept zones sismiques de l'est du Canada (Natural Resources Canada 2011).	73
Figure 3-15 : La zone de l'Ouest du Québec montrant les deux régions qui sont actives sismiquement (Natural Resources Canada 2011).	76
Figure 3-16 : La zone de Charlevoix-Kamouraska (Natural Resources Canada 2011).	77
Figure 3-17 : La zone de Bas-Saint-Laurent (Natural Resources Canada 2011).	78
Figure 4-1 : Schéma du modèle.....	83
Figure 4-2 : Courbe de déplacement relatif versus le facteur de réduction, obtenue d'une analyse statique.....	87
Figure 4-3 : Courbe exemplative entre le déplacement relatif et le facteur de réduction. Sur la même courbe, la méthode par laquelle le facteur de sécurité dynamique est déterminé, est montrée.....	88
Figure 4-4 : Les abaques de stabilité pour un sol cohérent ($\phi=0$) et la résistance au cisaillement non drainée augmentent avec la profondeur (Abramson et coll. 2002).	93
Figure 4-5: Surface de rupture (courbe pointillée) obtenue de l'analyse pseudo-statique pour une pente 6H:1V, la hauteur du talus=10 m, la profondeur du dépôt=30 m, le facteur de $V_s=1,0$ et $k_h=0,10$	94
Figure 4-6: Surface de rupture (courbe pointillée) obtenue de l'analyse dynamique pour une pente 6H:1V, la hauteur du talus=10 m, la profondeur du dépôt=30 m, et le facteur de $V_s=1,0$	94
Figure 4-7: Surface de rupture obtenue de l'analyse pseudo-statique pour une pente 3H:1V, la hauteur du talus=10 m, la profondeur du dépôt=30 m, le facteur de $V_s=1,0$ et $k_h=0,10$	95
Figure 4-8: Surface de rupture obtenue de l'analyse dynamique pour une pente 3H:1V, la hauteur du talus=10m, la profondeur du dépôt=30m, et le facteur de $V_s=1,0$	95
Figure 4-9: Comparaison des courbes de déplacement relatif des analyses pseudo-statique et dynamique.	96
Figure 4-10: Accélérogramme utilisée dans l'analyse.	97
Figure 4-11: Spectre de réponse de l'accélérogramme utilisée comparé avec le spectre du sol de classe A de la région de Québec fourni par le CNB 2005.	98

Figure 4-12: Comparaison entre les courbes de déplacement relatif de l'analyse dynamique et l'analyse pseudo-spectrale.....	98
Figure 4-13: Exemple qui montre une comparaison entre la surface de rupture obtenue de l'analyse pseudo-statique conventionnelle et la surface de rupture obtenue pour la même pente de l'analyse dynamique.	99
Figure 4-14: Comparaison entre les courbes de déplacement relatif de l'analyse dynamique et l'analyse pseudo-spectrale.....	101
Figure 4-15: La surface de rupture résultant de l'analyse dynamique tracée sur celle obtenue de l'analyse pseudo-spectrale (pente 1.75H :1V et $H_D = 5$ m)	101
Figure 4-16: La surface de rupture résultant de l'analyse dynamique tracée sur celle obtenue de l'analyse pseudo-spectrale (pente 1.75H :1V et $H_D = 10$ m)	102
Figure 4-17: La surface de rupture résultant de l'analyse dynamique tracée sur celle obtenue de l'analyse pseudo-spectrale (pente 1.75H :1V et $H_D = 20$ m)	102
Figure 4-18: La surface de rupture résultant de l'analyse dynamique tracée sur celle obtenue de l'analyse pseudo-spectrale (pente 1.75H :1V et $H_D = 30$ m)	103
Figure 19 : The failure surface of each thickness of soil deposit in both dynamic and spectral pseudo-static analyses (Slope 6:1 - Case of $H_s=10$ m).	203
Figure 20 : The relation between wavelength and the length of the failure surface.....	206
Figure 21 : Different modes of vibration that may affect the spectral pseudo-static coefficient.	207

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Type d'analyse d'équilibre limite et des exemples de chaque type (selon Huang 1983, Abramson et coll. 2002)	10
Tableau 2-2 : Surface de rupture et méthodes d'analyse (figures tirées de Kramer, 1996).	11
Tableau 2-3 : Valeurs typiques du coefficient sismique et du facteur de sécurité utilisées en pratique (Abramson et coll. 2002).	14
Tableau 2-4: Critère de conception des barrages partout dans le monde (Seed 1979, 1982).....	15
Tableau 2-5 : Indications pour l'analyse pseudo-statique (Abramson et coll., 2002).....	16
Tableau 2-6 : Les catégories de glissement induit par un tremblement de terre (Keefer 1984, Kramer 1996).....	42
Tableau 2-7 : Abondance relative de glissement de terrain induit par un tremblement de terre provenant de l'étude de 40 séismes historiques variant de $M_s=5.2$ à $M_w=9.5$ (Kramer 1996).	43
Tableau 3-1 : Les essais in-situ et au laboratoire utilisés pour déterminer les propriétés dynamiques du sol (selon Kramer 1996).	47
Tableau 3-2 : Propriétés des argiles testées par Casagrande et Shannon (1949).....	50
Tableau 3-3 : Classification de l'argile selon sa sensibilité (Skempton et Northey 1952, Rosenqvist 1953, Lefebvre et coll. 1992)	51
Tableau 3-4: Description de l'argile selon sa sensibilité (Société Canadienne De Géotechnique 1994, 2013, Canadian Geotechnical Society 2006).	52
Tableau 3-5 : Propriétés des sept argiles (Skempton et Northey 1952).	56
Tableau 3-6 : Les procédures d'essai pour mesurer les caractéristiques du module et d'atténuation (Seed et Idriss 1970).	58
Tableau 3-7 : Propriétés des échantillons analysés par Locat et Beuséjour (1987).....	61
Tableau 3-8 : Les coefficients a et b , et le coefficient de corrélation, r_{xy} , selon la forme de l'équation (3-3) selon Ohsaki et Iwasaki (1973).	67

Tableau 3-9 : Nombre approximatif des tremblements de terre versus leurs magnitudes qui se produisent annuellement (Natural Resources Canada 2011).	74
Tableau 3-10 : Historique des tremblements de terre importants à la zone de l'ouest du Québec (Natural Resources Canada 2011).	75
Tableau 4-1 : Propriétés des couches utilisées en modélisation.	84
Tableau 4-2 : Résumé des résultats des facteurs de sécurité obtenus dans les analyses statiques à l'aide de FLAC.	90
Tableau 4-3 : Facteurs de sécurité calculés par la méthode de Hunter et Schuster (1968).	92

LISTE DES SYMBOLES

A	Accélération d'une pulsation [Méthode de déplacement de Newmark 1965].
a	Coefficient empirique dans la formule générale reliant G_o ou V_s avec N (chapitre 3).
a_o	Un constant entre la résistance au cisaillement qui varie linéairement avec la profondeur [solution de Koppula].
a_{max}	Accélération Maximale.
a_y ou k_y	Accélération à la limite élastique.
b	<ol style="list-style-type: none">1. Le rapport entre le coefficient sismique vertical et le coefficient sismique vertical [solution de Prater 1979].2. Coefficient empirique dans la formule générale reliant G_o ou V_s avec N (chapitre 3)
C_s	Coefficient sismique (équivalent de k_h) [Solution de Huang].
c	Cohésion du sol.
c'	Cohésion effective.
c_o	La cohésion à la tête du talus [solution de Koppula].
c_d	La cohésion du sol divisée par le facteur de sécurité.
c_u	La résistance au cisaillement non-drainé.
D	Le rapport entre la profondeur de la surface de rupture et la hauteur du talus [solution de Koppula].
d	Bras de moment de la masse glissante [Solution de Majumdar 1971]
d_{max}	Déplacement permanent
d_n	Déplacement permanent normalisé
e	Indice des vides.
F ou F.S.	Facteur de sécurité
G, G_o	Module de cisaillement, Module de cisaillement à faible déformation
H	Hauteur de la pente (du talus) ou la hauteur du barrage [dans la méthode de Makdisi et Seed (1977, 1978)].
i	Angle d'inclinaison de la pente [méthode de cercle de ϕ de Taylor]
K_o	Le coefficient de la pression des terres au repos.

k	Paramètre dans la relation le module de cisaillement à faible amplitude et la pression atmosphérique, la contrainte de confinement moyenne, l'indice des vides et le degré de consolidation (Hardin 1978).
k_h	Coefficient sismique horizontal
k_{ho}	Coefficient sismique horizontal au niveau du roc (analyse pseudo-statique spectrale)
k_{max}	L'accélération maximale (moyenne) dans la masse glissante [dans la méthode de Makdisi et Seed (1977, 1978)].
k_v	Coefficient sismique vertical
k_y	l'accélération à la limite élastique [dans la méthode de Makdisi et Seed (1977, 1978)].
l	Bras de levier de la force sismique [Solution de Majumdar 1971].
M	Rapport entre la résistance au cisaillement à la tête d'une pente, et la différence entre la résistance au cisaillement au pied de la pente et celle à la tête de la pente.
M_c	Le moment dû à la résistance de cohésion [Solution de Prater 1979].
M_e	Le moment dû à la force d'inertie horizontale [Solution de Prater 1979].
M_g	Le moment dû à la gravité [Solution de Prater 1979].
M_s	Magnitude des ondes de surface
m	Rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial [solution de Majumdar].
N	Indice de pénétration standard (nombre de coups). Nombre de stabilité [Méthode de Hunter et Schuster 1968]
N_1, N_2	Nombres de stabilité [solution de Koppula].
N_{60}	Indice de pénétration standard normalisé à un niveau d'énergie de 60%.
N_e	Facteur (ou coefficient) de séisme [Solution de Huang]
N_{eq}	Nombre de cycles uniformes équivalent.
N_f	Facteur (ou coefficient) de friction [Solution de Huang]
N_s	Facteur (ou coefficient) de stabilité [Solution de Huang]
P_a	La pression atmosphérique.
q_u	Résistance en compression.

r_{xy}	Coefficient de corrélation.
r_u	Rapport de pression interstitielle
S_{a1} , S_{a2} et S_{a3}	L'accélération spectrale correspondant aux périodes des trois modes [dans la méthode de Makdisi et Seed (1977, 1978)].
S_t	Sensibilité des argiles
T_1 , T_2 et T_3	La période des trois premiers modes [dans la méthode de Makdisi et Seed (1977, 1978)].
t_0	Temps initial.
t_1	Temps d'arrêt de mouvement (vitesse = zéro)
\ddot{u}_{max}	L'accélération maximale à la crête du barrage [dans la méthode de Makdisi et Seed (1977, 1978)].
V_p	Vitesse des ondes de compression.
V_s	Vitesse des ondes de cisaillement.
v_{max}	Vitesse maximale
y	La profondeur maximale de la surface de rupture [dans la méthode de Makdisi et Seed (1977, 1978)].
y_{moy}	Déformation moyenne [dans la méthode de Makdisi et Seed (1977, 1978)].
α	<ol style="list-style-type: none"> 1. Le coefficient d'accélération sismique horizontal [solution de Majumdar 1971]. 2. La constante de proportionnalité dans la formule générale reliant G_o avec σ_m'
β	L'angle d'inclinaison de la pente [solution de Koppula et de Hunter et Schuster 1968].
γ	<ol style="list-style-type: none"> 1. Le poids volumique du sol. 2. Le poids volumique saturé du sol [solution de Koppula].
γ_E	Poids volumique du sol équivalent [Solution de Majumdar].
γ_{moy}	La déformation moyenne calculée [dans la méthode de Makdisi et Seed (1977, 1978)].
Δt	Incrément de temps
$\Delta\sigma_{max}$	Le déviateur maximal.
$\dot{\epsilon}$	Taux de déformation axiale.
λ	Taux d'amortissement.
ν	Coefficient de Poisson.

	Coefficient de Poisson dynamique.
ρ	Masse volumique.
σ_0	La contrainte de confinement moyenne.
σ_m'	La contrainte effective moyenne.
σ_v'	La contrainte effective verticale.
$\tau_{1\%}$	La résistance au cisaillement triaxial à une déformation axiale de 1%.
τ_{max}	Résistance au cisaillement statique
ϕ'	Angle de friction effectif.
ϕ_i	Angle de friction initial [méthode de cercle de ϕ de Taylor].
ϕ_{mE}	Angle de friction modifié dû au séisme [solution de Majumdar].

LISTE DES ACRONYMES

CNB	Code National des Bâtiments
CPT	Essai de pénétration au cône
DMT	Essai au dilatomètre
LL	Limite de liquidité (<i>Liquid Limit</i>)
MCIF	Manuel canadien d'ingénierie des fondations
OCR	Degré de consolidation
PGA	<i>Peak Ground Acceleration</i> (Accélération maximale du sol)
PI	Indice de plasticité (<i>Plasticity Index</i>)
PL	Limite de plasticité (<i>Plastic Limit</i>)
PMT	Essai pressiométrique
SASW	Essai d'analyse spectrale des ondes de surface
SPT	Essai de pénétration standard
UU	Essai non consolidé non drainé (<i>Unconsolidated-Undrained test</i>)

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

Durant les tremblements de terre, le mouvement soudain du terrain induit de grandes forces d'inertie dans les pentes. Par conséquent, ces pentes subissent plusieurs cycles alternés de force d'inertie. Il existe plusieurs cas où ont eu des glissements de terrain ou des ruptures des talus. La majorité des cas enregistrés sont dans des dépôts de sol granulaire ou de sol cohérent qui contient des lentilles de sol granulaire. On remarque une rareté des cas rapportés de glissement de terrain dans des dépôts argileux dont on ne sait pas les causes. Un de ces cas rares est le cas de glissement de terrain à St-Adelphe qui a fait suite au tremblement de terre de Saguenay 1988 (Lefebvre et coll. 1992). En général, il est cru que les matériaux les plus stables soient les argiles ayant un degré de sensibilité faible et en état plastique; les sables denses soit en dessous soit en dessus le niveau de la nappe; et les sables lâches en dessus de la nappe (Seed 1979). D'un autre côté, les matériaux les plus enclins à l'instabilité sont les agrégats légèrement cimentés comme le loess; et les sables lâches partiellement ou totalement submergés (Seed 1979).

D'autre part, il existe un grand nombre de méthodes d'analyse de stabilité dynamique des pentes argileuses et des ouvrages en remblai construits sur des dépôts d'argile. Plusieurs de ces méthodes demeurent, pour l'instant, dans le domaine de la recherche, sans intégration effective dans la pratique courante de l'ingénieur. Cette situation peut être reliée à l'insuffisance de validation de ces méthodes, mais surtout à leur complexité au niveau de l'analyse ou de la détermination des paramètres de calcul. De ce point de vue, la méthode pseudo-statique (cf. 2.3a) demeure toujours attrayante, et ce, à cause de sa simplicité, et ce, malgré son incapacité à prendre en compte des nombreux paramètres impliqués dans le calcul dynamique. Donc, on remarque le manque d'une méthode simple autant que précise et économique pour évaluer/analyser les pentes sous un chargement dynamique et surtout sous l'effet d'un tremblement de terre.

La plupart des séismes se produisent à cause de la libération de l'énergie accumulée lors de déplacement des failles causées par leurs ruptures. Toutefois, tous déplacements des failles ne produisent pas des séismes comme le fluage des failles. Cette déformation progressive ne produit pas des tremblements de terre (Day 2002).

1.1 Les aléas sismiques

Le tremblement de terre est un phénomène naturel parmi d'autres, comme les ouragans, les tornades, etc. Ces phénomènes pourraient avoir des dégâts mineurs ou catastrophiques; ces dégâts sont appelés les aléas. Dans cette section, les aléas liés au tremblement de terre, soit les aléas sismiques, sont présentés (Kramer 1996). Ces aléas peuvent être aussi classés en deux processus : les processus superficiels tectoniques et les processus superficiels non tectoniques (Day 2002).

1.1.1 Les secousses du sol

Le premier de ces aléas duquel dépendent les autres aléas est les secousses du sol. La cause de ces secousses est les ondes sismiques libérées de la source et qui traversent la croûte terrestre jusqu'à son arrivée au niveau du terrain naturel. En général, les ondes sismiques traversent d'abord la roche puis le sol. Bien que le sol représente la partie la peu profonde par rapport à la roche, il influence beaucoup la nature des secousses à la surface. En effet, le sol travaille comme un filtre pour les ondes sismiques : il atténue certaines fréquences et amplifie d'autres. Alors, le niveau de secousse dépend des propriétés du tremblement de terre, les propriétés du sol et la variation du sol dans la région influencée (Kramer 1996).

1.1.2 Les risques structurels

Le deuxième aléa est les risques et les effondrements structurels. Les secousses peuvent déclencher la chute d'objets, l'effondrement des membres non structurels et/ou des membres structurels, la rupture des installations, et le décès des personnes.

La figure 1-1 montre l'effondrement des colonnes de l'hôpital Olive View durant le séisme de San Fernando (1971).



Figure 1-1: Rupture des colonnes de l'hôpital Olive View dû au tremblement de terre de San Fernando (1971) (Çelebi et coll. 2005).

1.1.3 La liquéfaction

La liquéfaction est un phénomène qui se produit principalement dans les sables lâches récemment déposés ou placés où le niveau de la nappe phréatique est proche de la surface (Day 2002). La résistance de sol diminue de telle sorte qu'elle ne peut ni supporter les structures ni rester stable (Kramer 1996). La figure 1-2 montre la rupture du sol en capacité portante sous les immeubles Kawagishi-cho due à la liquéfaction du sol durant le tremblement de terre de Niigata 1964.

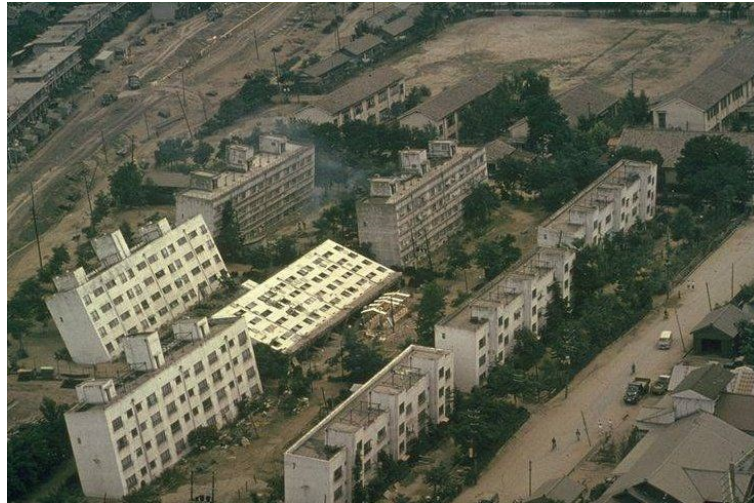


Figure 1-2 : Rupture en capacité portante des immeubles Kawagishi-cho dû au tremblement de terre de Niigata (1964) (University of Washington 2000a).

1.1.4 Glissements de terrain

Cet aléa est l'intérêt de cette recherche. Un glissement de terrain se produira si le chargement sismique, en sus du chargement statique, dépasse la résistance au cisaillement de la pente. Dans les régions peuplées, cela cause des dégâts au niveau des services publics ainsi que le risque d'avoir des pertes de vie.

À l'échelle internationale, il y a plusieurs événements où des glissements de terrain catastrophiques se sont produits. On présente ci-dessous quelques exemples de plus récents au plus anciens :

- a. Le séisme de Saguenay en 1988 avait une magnitude $M_s=5,9$. Ce tremblement de terre a causé plusieurs glissements de terrain dans une zone qui se prolonge de 180 km de l'épicentre (Lefebvre et coll. 1992). Plusieurs cas de liquéfaction ont été rapportés près de l'épicentre. En plus, il était cru qu'il y avait environ vingt cas de glissement de terrain dont trois glissements ont été produits dans l'argile (Lefebvre et coll. 1992).
- b. Le séisme d'Ancash de 1970, alias le grand séisme péruvien. Ce tremblement de terre a eu lieu le 31 mai 1970. Sa magnitude était de 7,9 à 8 sur l'échelle de Richter et d'une intensité de VIII sur l'échelle de Mercalli (Plafker et coll. 1971). Il a causé une avalanche

de rochers et de glace sur le sommet nord de la montagne Huascaran, recouvrant ainsi la ville de Yungay et une partie de la ville de Ranrahirca. Les matériaux déplacés sont environ 50-100 Mm³ (Plafker et coll. 1971). Vingt-cinq mille personnes ont perdu leurs vies, dont dix-huit milles dans ces deux villes-ci (Kramer 1996).



Figure 1-3 : Tremblement de terre au Pérou (1970) : Village de Yungay (avant et après) (Kramer 1996).

c. Un autre exemple est le séisme d'Olympia en 1965. Il y a eu sept pertes de vie. Parmi les dégâts produits, il y a le glissement induit dans la voie ferrée *Pacific Union* (figure 1-4) (U.S. Geological Survey 2012).



Figure 1-4: Glissement induit dans la voie ferrée « Pacific Union » près d'Olympia, Washington (Instituto Nacional de Prevención Sísmica s. d.).

d. Dans la région de l'Est de l'Amérique du Nord, le séisme historique de 1663 dont la magnitude de moment estimée est égale à 7 a laissé dans le paysage terrestre et subaquatique plusieurs signatures. Le volume cumulé des glissements de terrain est de 1,7 km³ (Locat 2011).

1.1.5 Effondrement des structures de soutènement

La rupture des structures de soutènement souvent se produit aux installations à terre. L'effet de la rupture de ces structures n'est pas seulement limité au coût de réparation de ces structures, mais il comprend aussi l'effet économique. La figure 1-5 montre le dégât produit dans une structure de soutènement à Kobe au Japon dû au tremblement de terre de Hyogo-ken Nanbu (1995).

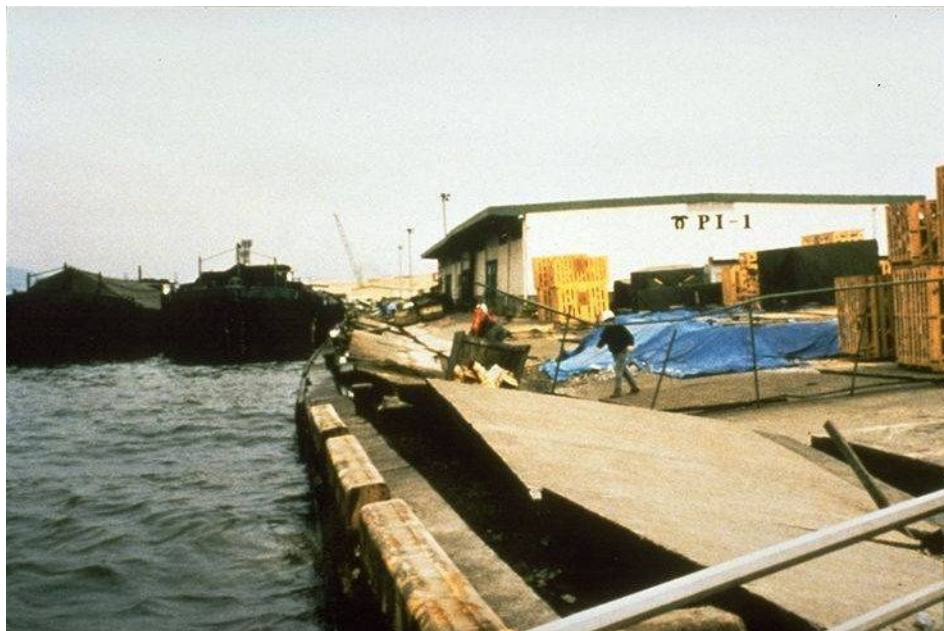


Figure 1-5 : L'effondrement de la structure de soutènement à Kobe, Japon (University of Washington 2000b).

1.1.6 Risques des services publics

Les services publics incluent la génération électrique, la distribution du gaz, l'eau potable, etc. La rupture de ces services peut causer non seulement des effets économiques négatifs, mais aussi des effets environnementaux néfastes. Par exemple,

le séisme de Managua en 1972 (Nicaragua) a causé une perte de 2 milliards de dollars ce qui représente 40% du produit national brut. La reconstruction des services a rentré le pays en dettes ce qui a haussé le taux d'inflation et le taux de chômage (Kramer 1996).

1.1.7 Tsunami et Seiche

Le tsunami qui veut dire les vagues ou les ondes de port est un phénomène très connu qui se produit au fond océanique dont l'influence atteint les littoraux. La rupture des failles durant un séisme induit un mouvement vertical rapide du fond océanique qui produit à son tour des vagues de longues périodes et dont la longueur d'onde peut atteindre quelques centaines de kilomètres. Ces vagues-ci, dont la hauteur est quasiment 1 m, traversent la pleine mer sans être aperçues. En approchant des littoraux, l'eau devient peu profonde ce qui diminue la vitesse des vagues et augmente leur hauteur. Parmi les récents tsunamis, les plus catastrophiques sont : celui qui était dû au séisme dans l'océan Indien en 2004 qui a causé le décès de 230 000 personnes environ et celui qui s'est produit dans la région d'Haïti en 2010 causant le décès de 316 000 personnes (USGS 2012)

Un phénomène pareil qui se produit dans les eaux closes est appelé la seiche. Elle se produit par les ondes sismiques de longues périodes ou par le mouvement vertical de faille.

1.2 Structure de la thèse

La thèse comprend six chapitres organisés comme suit : le chapitre 1 représente une introduction générale au sujet traité par la recherche en cours ainsi que la structure de cette thèse. Le chapitre 2 présente une revue bibliographique générale sur l'analyse de stabilité des pentes. Le chapitre donne d'abord un aperçu sur l'analyse statique des pentes. Ensuite, les différentes méthodes utilisées pour effectuer une analyse sismique d'une pente ont été révisées; cette partie est le noyau du chapitre. Ces méthodes comprennent principalement la méthode pseudo-statique et la méthode de

déplacement de Newmark en terminant par une revue sur les types de glissement a été faite.

Dans le chapitre 3, une revue des propriétés dynamiques des sols a été faite y compris la résistance au cisaillement sous les chargements rapides et transitoires. D'ailleurs, une revue sur la sensibilité d'argile et les corrélations du module de cisaillement. Enfin, le contexte de la sismicité de l'est du Canada a été présenté.

Le chapitre 4 couvre une évaluation de la méthode pseudo-statique conventionnelle.

Le chapitre 5 présente le premier article intitulé *Novel Spectral Pseudo-Static Method for Dynamic Clayey Slope Analysis*.

Le chapitre 6 présente le premier article intitulé *Establishment of Spectral Pseudo-Static Coefficient for Clayey Slopes as a Function of Dynamic Parameters and Seismic Context*.

Le chapitre 7 présente les conclusions et les recommandations pour les futurs travaux.

CHAPITRE 2

ANALYSE DE STABILITÉ DES PENTES

2.1 Analyse statique

L'instabilité d'une pente devient potentielle lorsque la contrainte de cisaillement requise pour en maintenir l'équilibre atteint (ou dépasse) la résistance de cisaillement de celle-ci. Il est bien entendu que si la contrainte de cisaillement requise pour maintenir la stabilité est élevée sous les charges de la condition statique, la moindre contrainte dynamique supplémentaire peut produire une instabilité (Kramer 1996). Or, il est évident que la stabilité sismique est directement influencée par la stabilité statique. Un sommaire des analyses de stabilité est présenté. Il existe deux méthodes principales pour étudier la stabilité des pentes soit l'analyse à l'équilibre limite et l'analyse contrainte-déformation.

2.1.1 L'analyse à l'équilibre limite

L'analyse à l'équilibre limite étudie l'équilibre d'une masse du sol sur une surface potentielle de rupture. Cette analyse se fait en étudiant l'équilibre des forces et/ou l'équilibre des moments. Le tableau 2-1 introduit chaque type d'analyse et des exemples des méthodes qui utilisent chacun (Huang 1983). Les principales hypothèses sont : la masse du sol est rigide c.-à-d. aucun cisaillement ne se produit dans la masse du sol et il se produit seulement sur la surface de rupture – Le matériau est parfaitement plastique c.-à-d. aucune déformation de cisaillement ne se produit jusqu'à la résistance du sol est atteinte – la résistance de cisaillement se mobilise au même taux le long de la surface de rupture c.-à-d. le facteur de sécurité est constant. Un sommaire de différents types de surface de rupture et quelques méthodes d'analyse proposées pour chacun des types sont présentés au tableau 2-2 (Kramer 1996).

Tableau 2-1 : Type d'analyse d'équilibre limite et des exemples de chaque type (selon Huang 1983, Abramson et coll. 2002)

Type d'analyse	Exemple
Équilibre global des moments	Fellenius (1936) – Méthode de Bishop simplifiée (1955) – Méthode de $\phi = 0$ de Taylor (1937) – Méthode de $\phi = 0$ de Huang (1975) – Méthode spirale équangulaire ¹ de Taylor (1937) – Méthode spirale équangulaire de Huang et Avery (1976)
Équilibre des forces	Glissement du coin Mendez (1971) et Department of Navy (1971) – Seed et Sultan (1967) – Lowe et Karafiath (1960)
Équilibre des forces et des moments	Janbu (1954) – Janbu (1973) – Morgenstern et Price (1965) – Spencer (1967) – Sarma (1973)

2.1.2 L'analyse contrainte-déformation

Le comportement contrainte-déformation du sol (ou de la roche) est considéré dans cette analyse qui est habituellement accomplie en utilisant la méthode des éléments finis. Elle peut ainsi prédire les magnitudes et la distribution des contraintes, des mouvements et des pressions interstitielles soit durant soit après la construction (ou le dépôt). Des modèles sophistiqués peuvent être analysés : comportement non linéaire, géométries irrégulières, etc.

L'exactitude de cette analyse dépend essentiellement du choix du modèle qui simule le comportement du sol (Kramer 1996).

2.2 Analyse sismique

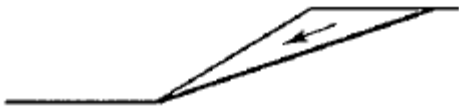


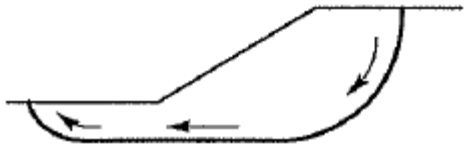
Les mouvements de terrain dus à un séisme sont capables d'induire d'importantes forces d'inertie d'une nature cyclique dans les talus. Ainsi, la résistance au cisaillement peut être réduite sous l'effet d'un chargement transitoire ou de la génération d'un excédent de pression interstitielle.

¹ Traduction proposée par l'Office Québécois de la Langue Française pour le terme *logarithmic spiral*.

L'analyse sismique est considérée complexe, car on a besoin de considérer l'effet des contraintes dynamiques induites par le séisme ainsi les effets de ces contraintes sur la résistance et le comportement contrainte-déformation du sol.

L'analyse sismique peut être divisée en deux groupes selon Day (2002) : l'analyse d'instabilité inertielle (*Analysis of inertial instability*) et l'analyse d'instabilité de dégradation (*Analysis of weakening instability*). Dans la première, la résistance de cisaillement demeure relativement constante, mais les déformations sont attribuables au dépassement temporaire de cette résistance. Dans l'autre type d'analyse, le séisme sert à diminuer suffisamment la résistance du sol de telle sorte qu'il ne puisse plus être stable sous l'effet des contraintes sismiques induites.

Tableau 2-2 : Surface de rupture et méthodes d'analyse (figures tirées de Kramer, 1996).

Surface de rupture		Exemple de la méthode d'analyse
Surface plane		Méthode de Culmann (Taylor 1948)
Surface multi-plane		Méthode du coin
Surface circulaire (ou spirale équangulaire)		Méthode des tranches ordinaire, méthode de Bishop modifiée
Surface non- circulaire		Méthode de Morgenstern et Price, Méthode de Spencer, Méthode de Janbu

2.3 Concepts fondamentaux pour l'analyse de stabilité

Selon Houston et coll. (1987), et Abramson et coll. (2002), il existe quatre méthodes pour l'analyse de stabilité sismique des pentes. Ces quatre méthodes sont :

- a. La méthode pseudo-statique : cette première méthode est la moins complexe dans laquelle les forces inertielles du tremblement de terre sont simulées en introduisant des forces horizontale et verticale dans une analyse d'équilibre limite.
- b. La méthode de déplacement de Newmark (1965) : cette méthode est basée sur le concept que les accélérations actuelles de pente peuvent dépasser l'accélération statique à la limite élastique au détriment de produire des déplacements permanents
- c. La stabilité post-séisme : dans cette méthode, la résistance non drainée est déterminée à partir des échantillons représentatifs chargés par des charges cycliques comparables au tremblement de terre prévu.
- d. L'analyse dynamique en éléments finis : Une analyse couplée en 2D ou 3D dans laquelle on choisit une loi de comportement appropriée qui fournira tous les détails concernant les contraintes, les déformations et les déplacements permanents.

Dans les sections suivantes, on passe en revue les deux premières méthodes.

2.4 Analyses pseudo-statique

Depuis les années vingt, la méthode pseudo-statique est le moyen le plus simple pour évaluer la stabilité sismique des structures en terre. La première fois où elle a explicitement été utilisée pour analyser une pente sous un chargement sismique est attribuée à Terzaghi en 1950 (Kramer 1996). La mise en œuvre de la méthode se résume en appliquant des forces sismiques « statiques » verticales et horizontales. Ces forces simulent les forces d'inertie potentielles dues au mouvement sismique. Elles sont supposées proportionnelles au poids de la masse en question de stabilité; on multiplie le poids de la masse par un coefficient sismique vertical et horizontal, k_v et k_h , pour obtenir la force verticale et horizontale, respectivement (voir la figure 2-1) (Abramson et coll. 2002). Dans cette méthode, la masse sujette au glissement est censée agir comme

une masse rigide, ainsi que l'accélération développée durant le tremblement de terre est uniforme à travers le talus (et par la suite dans la masse glissante).

Couramment, la force sismique verticale est supposée égale à zéro ($k_v=0$) et seulement la force horizontale est considérée dans l'analyse. Quant à la surface de glissement critique : l'analyse statique est faite (à l'aide des méthodes conventionnelles) en déterminant la surface la plus critique (puisque c'est la surface la plus sollicitée) puis l'analyse est refaite en utilisant les forces sismiques. Toutefois, plusieurs surfaces de rupture d'essai peuvent être étudiées pour déterminer le facteur de sécurité minimal.

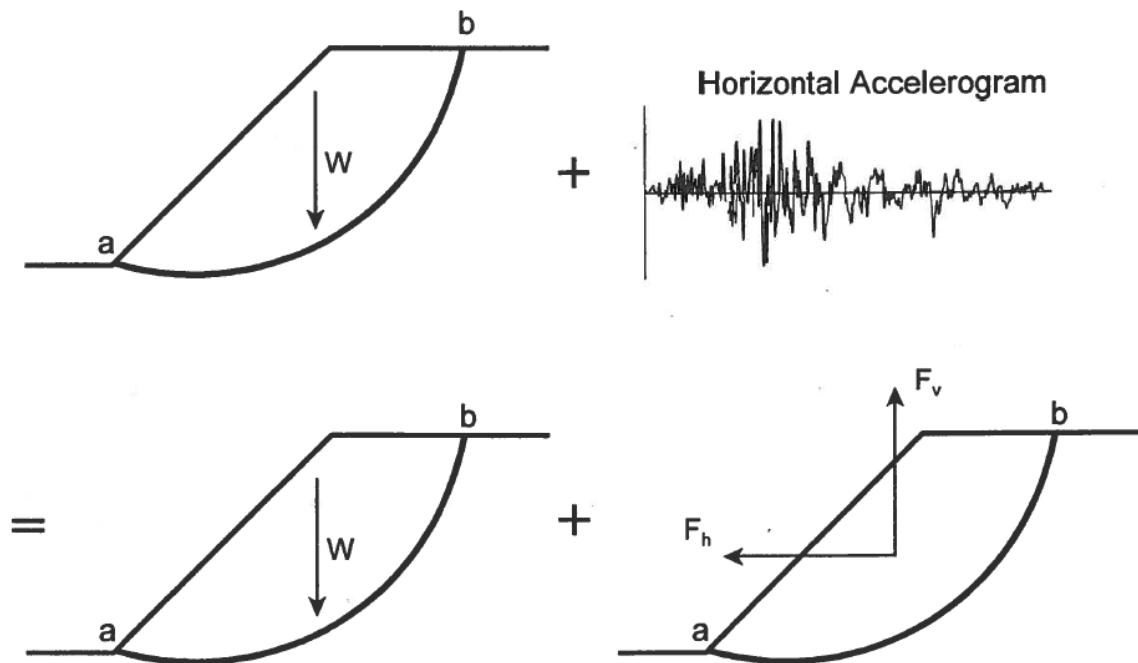


Figure 2-1: La méthode pseudo-statique (d'après De Melo, 2000)

De ce qui précède, la méthode est assez simple et directe. Pourtant, la difficulté de cette méthode provient de la sélection du coefficient sismique approprié. Le coefficient sismique dépend de : l'intensité du séisme, la durée du tremblement et le contenu fréquentiel.

Terzaghi (1950) a proposé des valeurs approximatives pour le coefficient horizontal selon l'intensité du tremblement de terre: 0,1 pour les séismes sévères, échelle Rossi-Forel IX; 0,25 pour les séismes violents, destructifs, échelle Rossi-Forel X; et 0,5 pour les séismes catastrophiques (Terzaghi, 1950; Seed, 1979, 1981). Le tableau 2-3 montre des valeurs typiques du coefficient sismique ainsi que du facteur de sécurité utilisées en pratique. Dans le manuel de la stabilité de terre et des barrages en enrochements publié en 1970, les États-Unis et Porto Rico ont été divisés en cinq zones sismiques selon les dégâts causés. Le coefficient varie comme suit : 0 (pas de dommage) – 0.025 (mineur) – 0.05 (modéré) – 0.10 (majeur) – 0.15 (grand) (US Army Corps of Engineers 1970). Seed (1979, 1981, 1982) a mentionné que k_h varie de 0,05 à 0,15 aux États-Unis même dans une région comme la Californie ce qui conforme avec le manuel du corps d'armée; la valeur au Japon est inférieure à 0,2. Des valeurs utilisées lors de la conception des barrages partout dans le monde sont présentées dans le tableau 2-4 (Seed 1979, 1982).

Tableau 2-3 : Valeurs typiques du coefficient sismique et du facteur de sécurité utilisées en pratique (Abramson et coll. 2002).

Coefficient sismique	Remarques
0,10	Séisme majeur, F.S.>1,0
0,15	Grand séisme, F.S.>1,0
0,15-0,25	Japon, F.S.>1,0
0,05-0,15	État de la Californie
0,15	Seed (1979), F.S.>1,15 et une réduction en résistance de 20%
1/3-1/2 PGA	Marcuson et Franklin (1983), F.S.>1,0
1/2 PGA	Hynes-Griffin et Franklin (1984), F.S.>1,0 et une réduction en résistance de 20%

Les résultats de l'analyse pseudo-statique sont préférablement présentés dans un graphique liant le coefficient sismique horizontal et le facteur de sécurité comme celui montré à la figure 2-2. De ce graphe, on peut déterminer le coefficient critique (l'accélération à la limite élastique) k_y qui correspond à un facteur de sécurité égale à

l'unité. Ce graphe est tracé pour la surface critique de glissement déterminé de la condition statique (Abramson et coll. 2002).

Tableau 2-4: Critère de conception des barrages partout dans le monde (Seed 1979, 1982).

Barrage	Pays	Coefficient sismique horizontal	Facteur de sécurité minimal
Aviemore	Nouvelle Zélande	0,1	1,5
Bersemisnoi ¹	Canada	0,1	1,25
Digma	Chili	0,1	1,15
Globocica	Yougoslavie	0,1 ^a	1,0
Karamauri	Turquie	0,1	1,2
Kisenyama	Japon	0,12	1,15
Mica	Canada	0,1	1,25
Misakubo	Japon	0,12	-
Netzahualcoyote	Mexique	0,15	1,36 ^b
Oroville	É-U	0,1	1,2
Paloma	Chili	0,12 à 0,2	1,25 à 1,1 ^c
Ramganga	Inde	0,12	1,2
Tercan	Turquie	0,15	1,2
Yeso	Chili	0,12	1,5

Selon Das et Ramana (2011) qui ont tiré un tableau similaire de Seed (1981):

^a cette valeur est 0,01

^b cette valeur est 1.35

^c cette valeur est 1,25 à 1,2

Si le coefficient critique déterminé est supérieur à celui prévu au site, donc on prévoit que le talus se comporterait d'une manière suffisante. Si la valeur de PGA prévu est

¹ Ce nom de barrage semble bizarre et mystérieux. Toutefois, ce barrage pourrait être la centrale Bersimis-1 qui est, à la fois, un barrage et une centrale hydroélectrique construits par Hydro-Québec sur la rivière Betsiamites. (Bersimis no i ⇒ Bersemisnoi)

bien connue et à l'aide de k_y déterminé, on pourra conclure la situation de talus selon les suggestions au tableau 2-5.

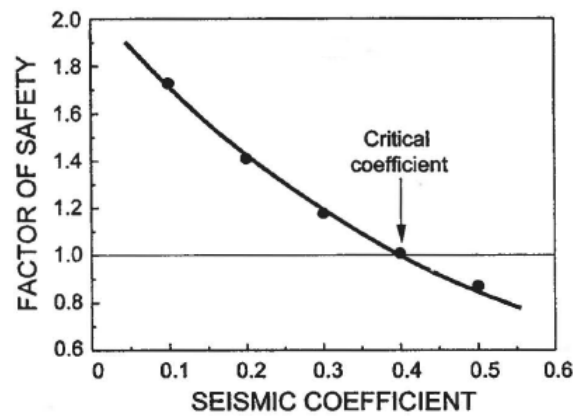


Figure 2-2 : Exemple de la variation du coefficient de sécurité avec le coefficient sismique horizontal (Abramson et coll., 2002).

Tableau 2-5 : Indications pour l'analyse pseudo-statique (Abramson et coll., 2002)

Condition	Remarques
$k_y > \text{PGA}$	Il est prévu que la pente réchappera du séisme de conception.
$\frac{1}{2}\text{PGA} < k_y < \text{PGA}$	Dégâts mineurs sont possibles
$k_y < \frac{1}{2}\text{PGA}$	La pente pourrait être instable

Quelques chercheurs ont développé des méthodes ou ont modifié des méthodes existantes en introduisant la méthode pseudo-statique pour considérer l'effet sismique. Dans les sections suivantes, quatre de ces solutions sont présentées.

2.4.1 Solution de Majumdar pour un sol $c-\phi$

Taylor en 1937 a développé la méthode de cercle de ϕ . En général, cette méthode peut être utilisée quand les termes de cohésion et de friction sont considérés tous les deux dans le calcul. En outre, elle est convenable pour l'analyse en contrainte totale ou en contrainte effective pour les sols homogènes. La solution de Taylor donne une relation entre le nombre de stabilité $c/F\gamma H$ (c est la cohésion du sol, F est le facteur de sécurité, γ est le poids volumique du sol et H est la hauteur du talus) et l'angle d'inclinaison de la pente, i , et les différentes valeurs de l'angle de friction initial, ϕ_i . Majumdar (1971) a

proposé d'utiliser un angle de friction modifié dû au séisme, ϕ_{mE} , et un poids volumique équivalent, γ_E , au lieu de l'angle de friction initial, ϕ_i , et le poids volumique, γ , avec les abaques de Taylor, respectivement. L'angle de friction modifié est déterminé à partir d'un terme, m , qui est le rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial. Ce terme est fonction du coefficient d'accélération sismique, α , de l'angle de fiction initial, ϕ_i , et de l'angle d'inclinaison de la pente, i . Les figure 2-3 à figure 2-7 montrent la relation entre m et α pour des valeurs de $i=15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ et 75° . D'autre part, le poids volumique équivalent est fonction du coefficient d'accélération sismique, α , de l'angle de friction initial, ϕ_i , de l'angle d'inclinaison de la pente, i , du poids volumique, γ , et du ratio de bras de moment l/d (l est le bras de levier de la force sismique et d est le bras de moment de la masse glissante). La figure 2-8 montre la relation entre l/d et i pour des ϕ_i qui varient entre 5° et 25° . Pourtant, Majumdar a recommandé de ne pas utiliser sa procédure comme un substitut aux analyses les plus rigoureuses (Majumdar 1971).

Cette méthode comprend quelques hypothèses : une section moyenne est utilisée ; le problème de stabilité est bidimensionnel ; la masse glissante est composée d'un seul matériau uniforme ; et le critère de Mohr-Coulomb s'applique à tous les sols de la section.

Das et Ramana (2011) ont présenté la même solution de Majumdar en introduisant directement un abaque modifié du nombre de stabilité (figure 2-9). Notons que m dans cet abaque est le nombre de stabilité c.-à-d. $m=c_d/\gamma H$ (ou $c/F\gamma H$) où γ est le poids volumique est non pas le poids volumique modifié.

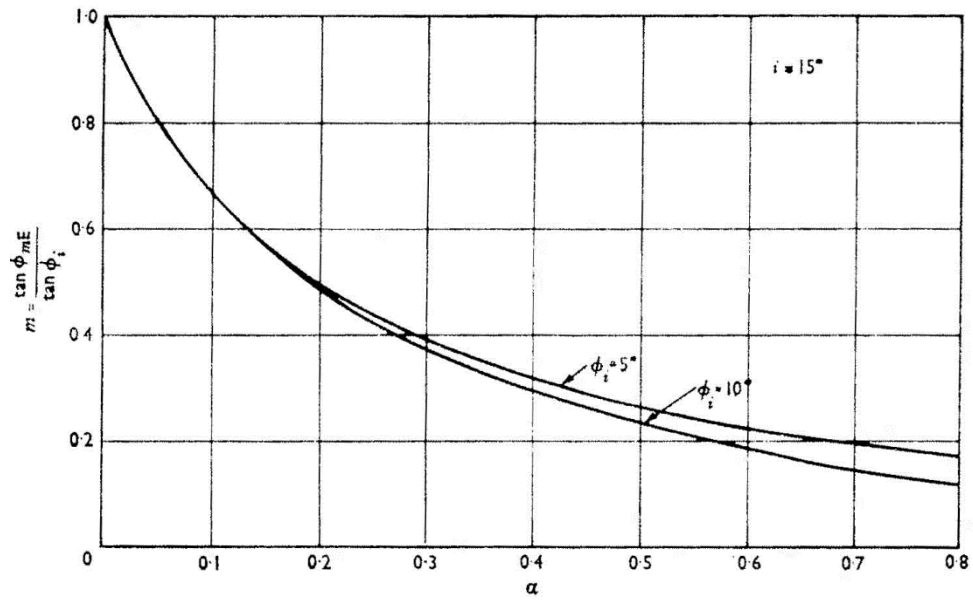


Figure 2-3: Le rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, m , versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α , pour une pente de 15° (Majumdar 1971).

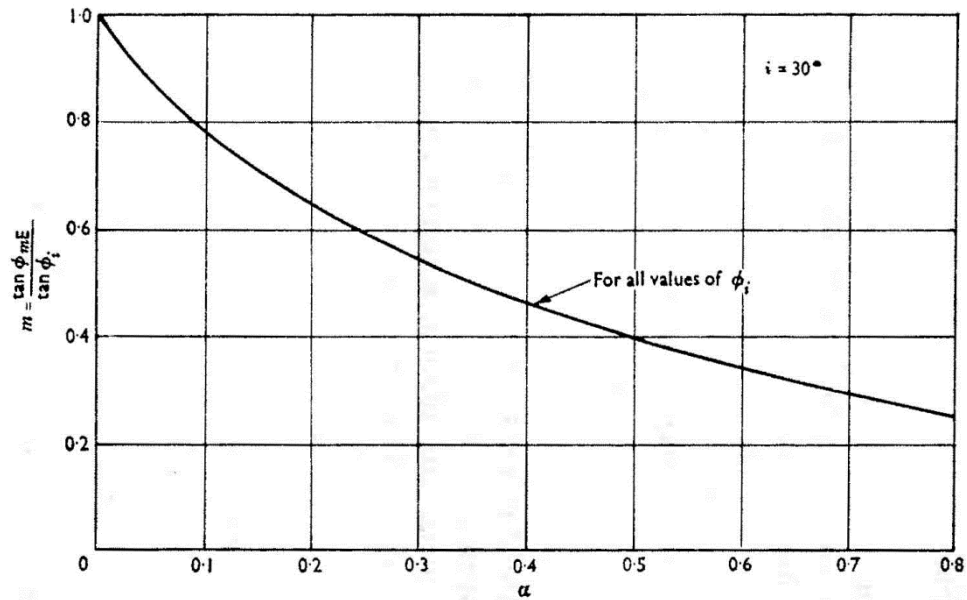


Figure 2-4 : Le rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, m , versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α , pour une pente de 30° (Majumdar 1971).

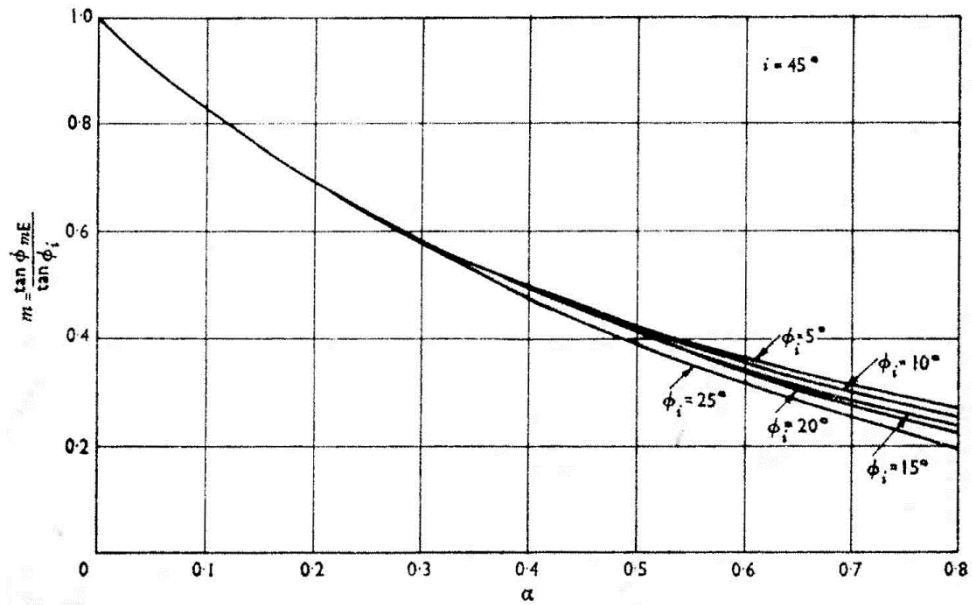


Figure 2-5: Le rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, m , versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α , pour une pente de 45° (Majumdar 1971).

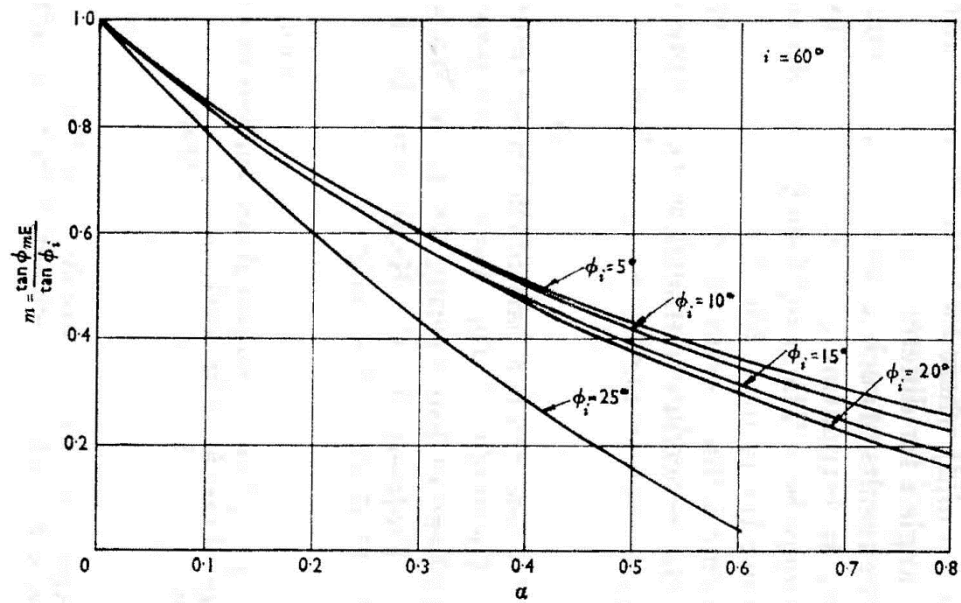


Figure 2-6: Le rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, m , versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α , pour une pente de 60° (Majumdar 1971).

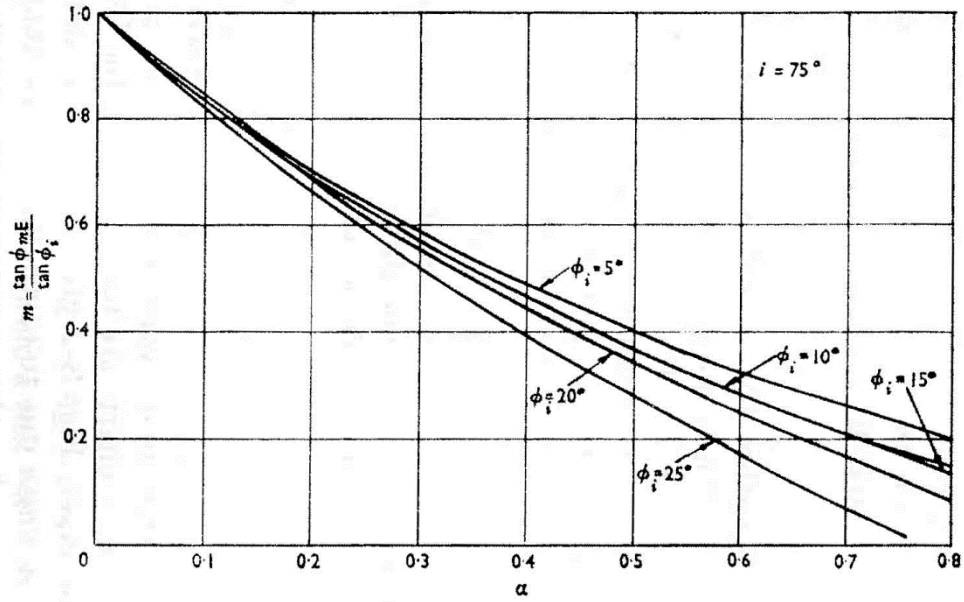


Figure 2-7: Le rapport entre la tangente de l'angle de friction modifié dû au séisme et la tangente de l'angle de friction initial, m , versus le coefficient d'accélération sismique horizontale, α , pour une pente de 75° (Majumdar 1971).

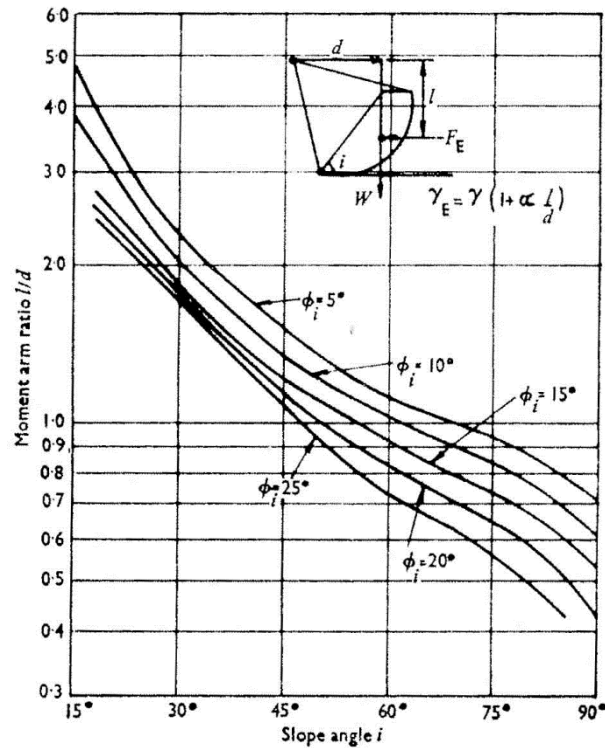


Figure 2-8: Le ratio de bras de moment, l/d , versus l'angle d'inclinaison de la pente, i , pour différentes valeurs de ϕ_i (Majumdar 1971).

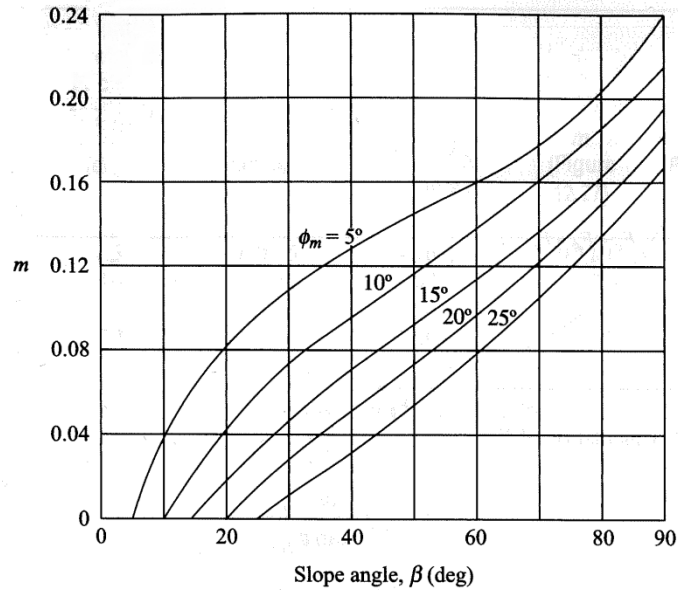


Figure 2-9: Les abaques de Taylor modifiés (Das et Ramana 2011).

2.4.2 Solution de Prater pour un sol $c-\phi$

Prater (1979) a déterminé l'accélération à la limite élastique pour une surface de rupture logarithmique qui passe par le pied du talus pour un sol $c-\phi$. L'accélération à la limite élastique est le seuil d'accélération moyenne agissant sur une masse glissante au-dessus de laquelle de permanentes déformations se produisent. Il l'a déterminé en utilisant les propriétés statiques du sol (s'il y a une dégradation de résistance se produit, une réduction appropriée des paramètres peut être faite) et un facteur de sécurité égal à l'unité. En outre, il a considéré les deux composantes horizontale et verticale de la force sismique. La théorie des vibrations élastiques atténuées est aussi utilisée pour considérer la non-rigidité du sol.

Pour un talus comme celui montré à la figure 2-10, Prater a développé une équation d'équilibre en considérant les différents moments (en prenant le moment autour le pôle de spirale) agissant sur la masse critique. M_g est le moment dû à la gravité, M_e est le moment dû à la force d'inertie horizontale et M_c est le moment dû à la résistance de cohésion. Il faut garder à l'esprit que le moment dû à la friction est égal à zéro, car la force résultante de friction passe par le pôle de l'arc spiral.

$$M_g(1 \mp k_v) + M_e k_h - M_c = 0 \quad (2-1)$$

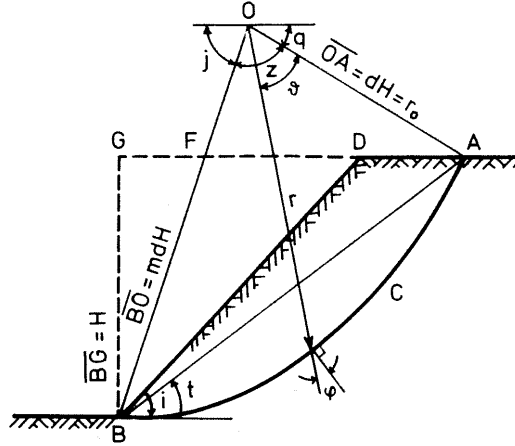


Figure 2-10: La surface de glissement logarithmique utilisée par Prater 1979 (d'après Prater, 1979).

Pour trouver les coefficients sismiques à la limite élastique, on a besoin soit d'une équation supplémentaire soit de faire une hypothèse à propos de k_v . Il a fait l'hypothèse que $k_v = b \times k_h$. En élaborant les moments précédents, Prater a trouvé l'équation suivante pour déterminer k_h . Prater a mentionné que le ratio des accélérations maximales est de l'ordre de 0,4-0,7 et qu'une valeur de $b=0,3$ serait une approximation réaliste (Prater 1979).

$$k_h = \frac{M_c - M_g}{M_e \mp b M_g} \quad (2-2)$$

Il faut noter que l'analyse présentée par Prater ne peut pas être utilisée pour une surface de glissement profonde. Toutefois, Prater a conclu que cette limitation n'est pas sérieuse, car plus le glissement est profond, moins est l'accélération moyenne de la masse glissante. Pour les glissements de pente, on peut utiliser la même solution, mais en utilisant H plus petite.

2.4.3 Solution de Koppula pour un sol cohérent ($\phi=0$)

La solution de Koppula représente une extension des travaux de Taylor (1937), Gibson et Morgenstern (1962), et Hunter et Schuster (1968). Taylor (1937) a présenté des abaques de stabilité pour des ruptures profondes et peu profondes où la surface de glissement d'une pente argileuse est circulaire. Il a supposé que la résistance au cisaillement non-drainé est constante sur cette surface. Cette hypothèse mène à des résultats imprécis surtout pour les pentes plates (Gibson et Morgenstern 1962, Koppula 1984a). Gibson et Morgenstern (1962) ont établi un abaque pour calculer le nombre de stabilité et ainsi le facteur de sécurité d'un talus en argile normalement consolidée dont la résistance au cisaillement non-drainé varie linéairement avec la profondeur. La surface de rupture est encore circulaire et la résistance à la surface est égale à zéro. Ils ont trouvé que la stabilité ne dépend pas de la hauteur du talus, mais de l'inclinaison de la pente, du rapport c/σ_v' et du poids volumique de l'argile. Pour un facteur de sécurité minimal, cette solution donne un grand nombre de cercles critiques (les surfaces passent par ou au-dessus le pied du talus). Pour plus de renseignements sur les différences entre cette solution et la solution, consulter Gibson et Morgenstern (1962). Cette solution implique que le niveau de la nappe est à la surface du sol ou près d'elle (Koppula 1984a).

Hunter et Schuster (1968) ont développé la méthode de Gibson et Morgenstern (1962) pour étudier la stabilité des pentes argileuses normalement consolidées qui ont une certaine résistance à la surface et le niveau de la nappe phréatique est en dessous de la surface du sol.

Koppula (1984b, 1984a) a élaboré un facteur de sécurité d'une pente purement argileuse qui possède une résistance d'une valeur finie à la surface et qui varie linéairement en fonction de la profondeur.

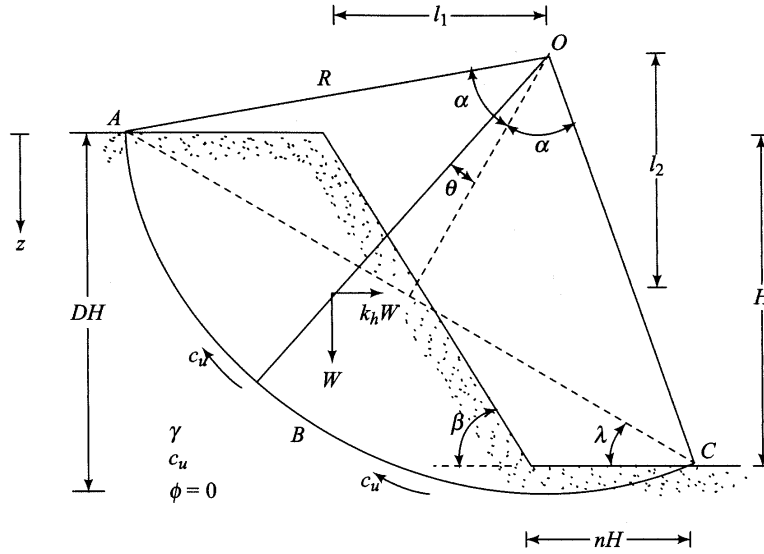


Figure 2-11: Une pente argileuse - solution de Koppula (d'après Das et Ramana, 2011).

Le facteur de sécurité de la stabilité de la pente montrée à la figure 2-11 peut être exprimé sous la forme suivante

$$F_s = \frac{a_o}{\gamma} N_1 + \frac{c_o}{\gamma H} N_2 \quad (2-3)$$

où : a_o = un constant

γ = poids volumique saturé du sol

c_o = la cohésion à la tête du talus

N_1, N_2 = Nombres de stabilité

Les nombres de stabilité sont fonctions de k_h , l'angle β et le facteur de profondeur D (voir la figure 2-11). La variation du nombre N_1 est montrée à la figure 2-12 où k_h varie de 0 à 0.4 et β varie de 0° à 90° . La variation du nombre N_2 versus k_h et D est montrée à la figure 2-13 où β est inférieur à 50° et à la figure 2-14 où β est supérieur à 55° . Dans la dernière N_2 n'est pas fonction de D .

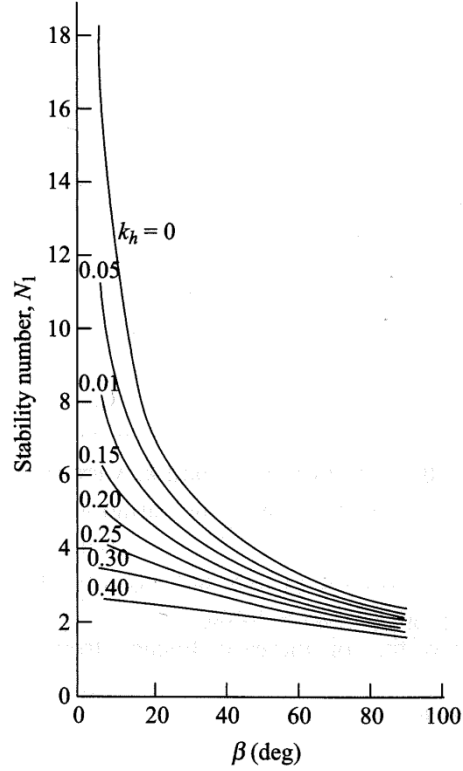


Figure 2-12: Variation du nombre de stabilité, N_1 , avec l'angle d'inclinaison de la pente, β , et l'accélération horizontale moyenne, k_h (Das et Ramana 2011).

Il faut noter que si c_u varie linéairement de zéro à la surface, le facteur de sécurité deviendra égal à l'Éq.(2-4) et le cercle de rupture passe par le pied de la pente.

$$F_s = \frac{a_o}{\gamma} N_1 \quad (2-4)$$

En sus, si c_u est constante, le facteur de sécurité deviendra égal à l'Éq.(2-5).

$$F_s = \frac{c_o}{\gamma H} N_2 \quad (2-5)$$

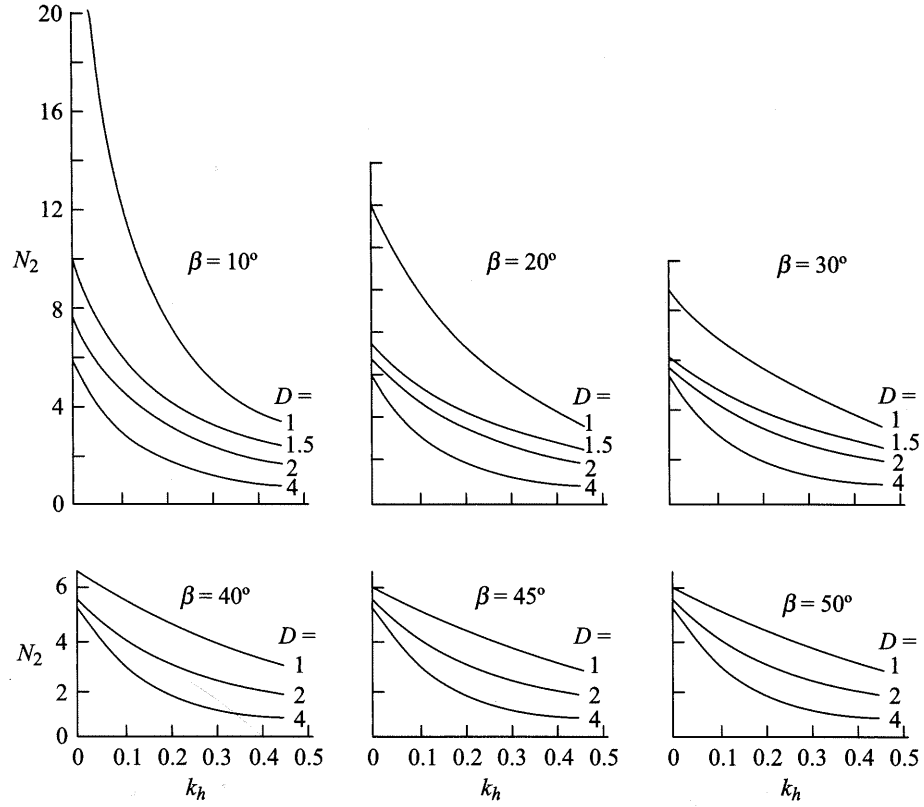


Figure 2-13: Variation du nombre de stabilité, N_2 , avec l'angle d'inclinaison de la pente, $\beta \leq 50^\circ$, et l'accélération horizontale moyenne, k_h (Das et Ramana 2011).

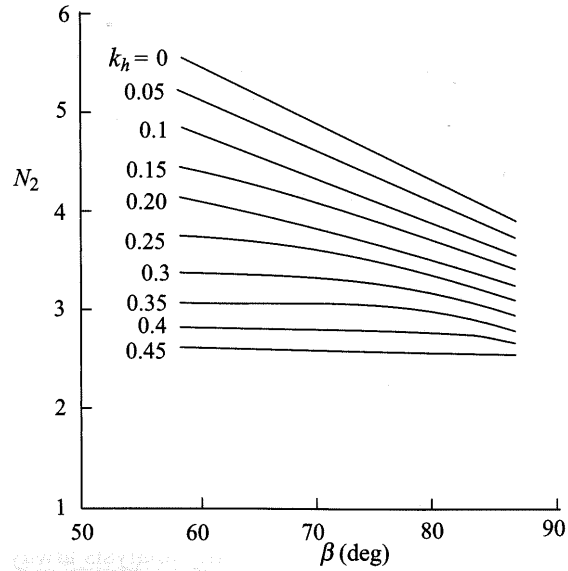


Figure 2-14: Variation du nombre de stabilité, N_2 , avec l'angle d'inclinaison de la pente, $\beta \geq 55^\circ$, et l'accélération horizontale moyenne, k_h (Das et Ramana 2011).

2.4.4 Solution de Huang (1979, 1980)

Huang (1975) a développé des abaques de stabilité, basés sur la méthode simplifiée de Bishop, pour les pentes homogènes. Cette méthode est basée sur l'analyse en contrainte effective c.-à-d. elle utilise les paramètres effectifs du cisaillement ainsi qu'elle tient compte du rapport de pression interstitielle. À partir de cette méthode, Huang (1979, 1980) a introduit des abaques pour analyser la stabilité des talus non homogènes en utilisant une approche en contrainte effective. Ces talus sont sous les conditions d'écoulement et de tremblement de terre.

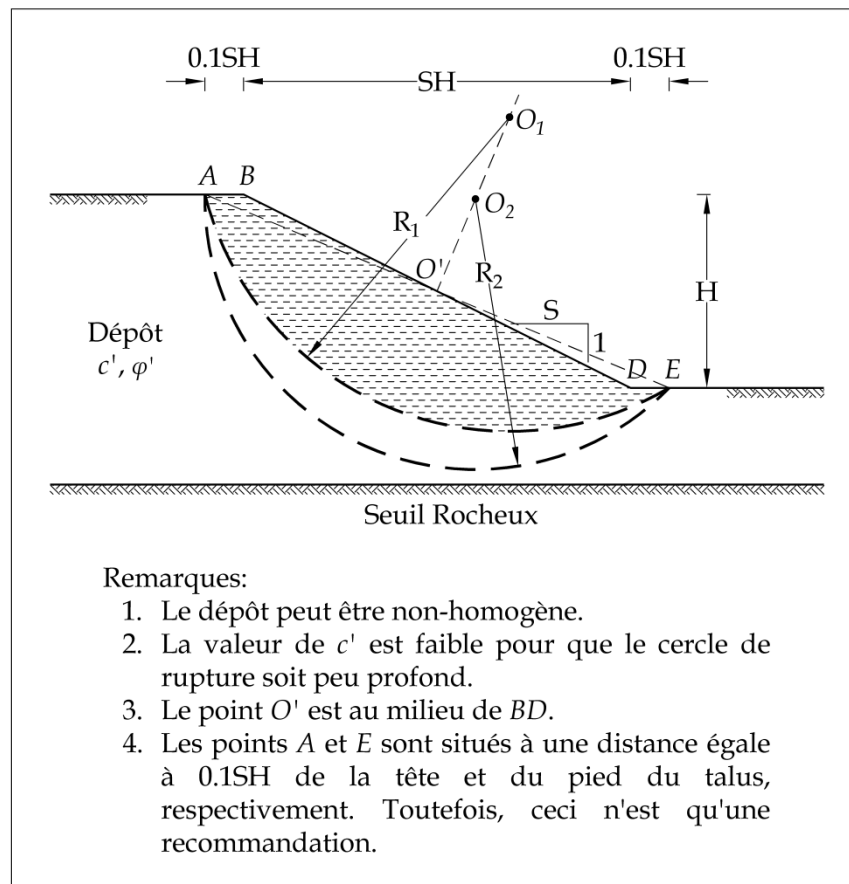


Figure 2-15 : Solution de Huang (1979 et 1980).

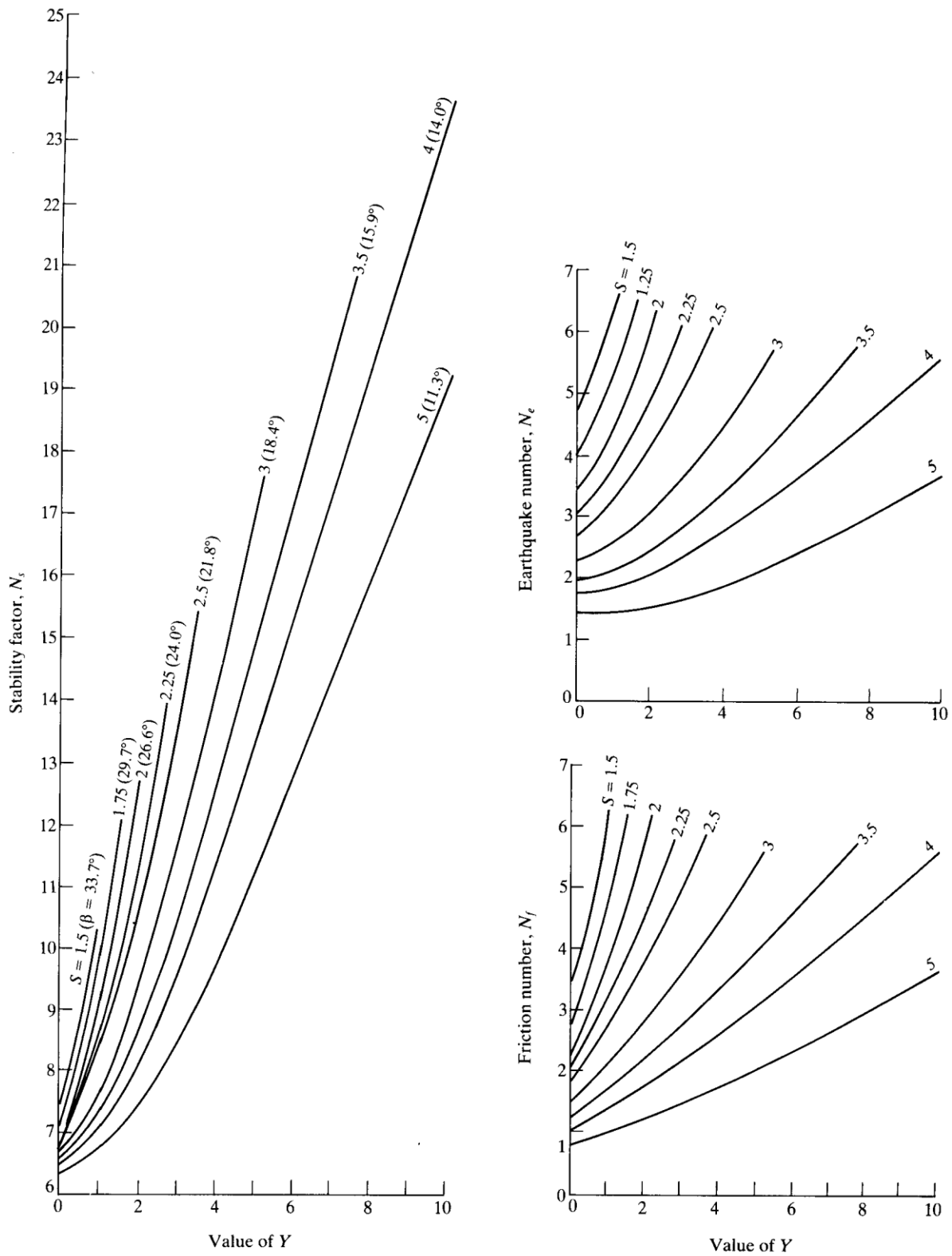


Figure 2-16 : Variation de facteur de friction, facteur de sisme et facteur de stabilité (Huang 1980, Fang 1991).

$$F_s = \frac{\frac{c'}{\gamma H} + \frac{(1 - r_u) \tan \varphi'}{N_f}}{\frac{1}{N_s} + \frac{C_s}{N_e}} \quad (2-6)$$

γ : Poids volumique total du sol

H : hauteur du talus

c' et φ' : les paramètres effectifs de la résistance au cisaillement.

N_f : Facteur de friction

N_e : Facteur de séisme

N_s : Facteur de stabilité

C_s : Coefficient sismique (équivalent de k_h)

r_u : Rapport de pression interstitielle

2.4.5 Inconvénients de la méthode pseudo-statique

La méthode pseudo-statique apparaît comme une méthode très simplifiée et a fait l'objet de nombreuses critiques dans la littérature. Les principales critiques sont reliées au fait qu'elle ne tient pas compte de l'effet du séisme sur la résistance au cisaillement et qu'elle masque l'aspect dynamique du problème. Ces critiques peuvent être résumées comme suit :

- a. Elle ne peut pas être appliquée aux matériaux qui peuvent avoir une perte de résistance au cisaillement durant le séisme. Aussi, elle doit être seulement appliquée sur les surfaces de rupture provenant de l'analyse statique à long terme (United States Society of Dams 2007).
 - b. Théoriquement, la pente est stable si le facteur de sécurité est supérieur à l'unité. Par contre, des pentes, en réalité, dont le facteur de sécurité est inférieur à l'unité seraient stables (Seed 1979).
 - c. Elle ne tient pas compte du fait que certains types de sols peuvent générer des pressions interstitielles pouvant conduire à la liquéfaction. Elle ne tient également
-

pas compte de l'effet de fatigue ou de perte de résistance dû à l'accumulation des cycles.

- d. Le choix du coefficient pseudo-statique ne se conforme pas à une règle générale bien définie et demeure relativement complexe si l'on veut qu'il tienne compte des paramètres sismiques.
- e. Le facteur de sécurité pseudo-statique, à partir duquel il est possible de conclure que l'ouvrage est sécuritaire ou non, n'est également pas défini de manière claire. La signification réelle de ce facteur n'est pas bien établie à savoir si un facteur de sécurité de 1 par exemple peut signifier une déformation importante ou faible.
- f. Selon la procédure de cette méthode, le mouvement sismique est remplacé par une force d'inertie en rapport avec la sismicité de la région où se trouve l'ouvrage, mais sans référence à l'ouvrage même et à ses conditions de fondation. La méthode pseudo-statique ne tient pas compte de la réponse dynamique de la fondation et de l'ouvrage, à savoir si le tremblement de terre transporte beaucoup ou peu d'énergie dans la bande de fréquence proche de la fréquence naturelle de la fondation ou de l'ouvrage.

2.5 Méthode de déplacement de Newmark

Avant d'aller plus loin avec la révision de cette méthode, Robert V. Whitman a raconté dans une interview avec *EERI Oral History* et publiée en 2009 qu'il a fait un plan analytique pour évaluer jusqu'à quelle distance un bloc rigide du sol peut glisser sur une pente. Ce bloc subit un mouvement transitoire qui est assez grand que les contraintes de cisaillement dépassent temporairement la résistance au cisaillement du sol (Reitherman 2009).

Newmark (1965) a développé l'approche simple utilisée dans la méthode pseudo-statique en considérant l'histoire d'accélération-temps (l'accélérogramme) de la masse glissante de la pente.

La méthode comprend quelques suppositions : (a) la surface de glissement est bien définie; (b) le matériau est rigide et parfaitement plastique; (c) durant la secousse, la perte de la résistance au cisaillement est négligeable; (d) des déformations permanentes se produisent si la contrainte dynamique dépasse la résistance au cisaillement; et (e) la pente se déforme seulement vers le bas de la pente (Abramson et coll. 2002).

La procédure comprend la détermination de l'accélération à la limite élastique, k_y ou a_y , pour la surface de glissement potentielle à l'aide des méthodes conventionnelles d'équilibre limite comme présenté précédemment (voir la section 2.4). La difficulté associée à cette méthode est le choix de l'accélérogramme appropriée pour bien simuler le mouvement de la masse glissante. Ensuite, les déplacements permanents sont déterminés par double intégration des parties de l'accélérogramme qui dépassent k_y . Contrairement à la supposition que la masse est rigide, le matériau de la masse glissante se déforme intérieurement ; donc il faut déterminer les mouvements moyens de la masse basés sur une analyse de réaction d'un site donné.

L'analyse de réaction comprend : (a) La sélection d'une accélérogramme représentant le mouvement prévu au socle rocheux pour véritablement simuler l'intensité, la durée et le contenu fréquentiel du mouvement ; (b) Utiliser un modèle numérique pour propager ce mouvement au socle rocheux dans les couches sus-jacentes.

Si un bloc sur un plan incliné est soumis à une pulsation d'accélération A dépassant l'accélération élastique a_y (voir la figure 2-17a).

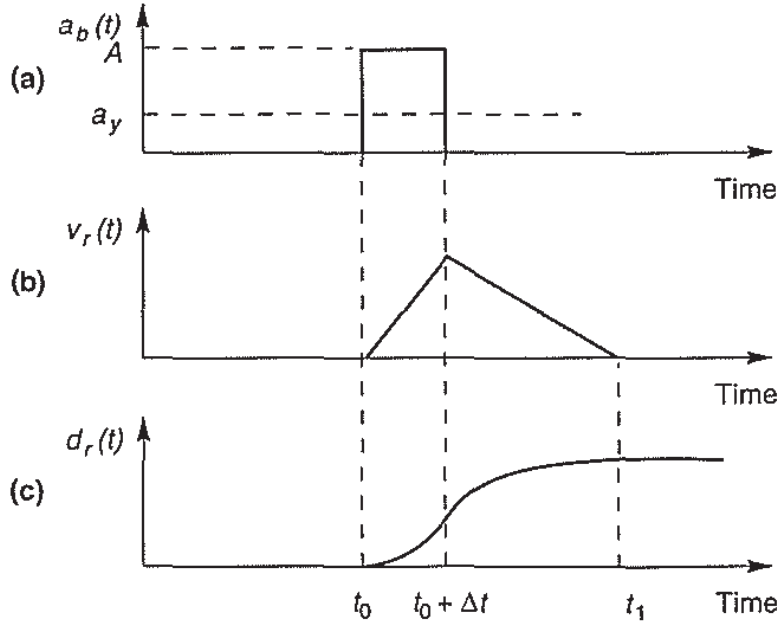


Figure 2-17 : Variation de la vitesse relative et le déplacement relatif entre le bloc et le plan (Kramer 1996).

$$a_{rel}(t) = A - a_y \quad t_o \leq t \leq t_o + \Delta t \quad (2-7)$$

$$v_{rel}(t) = \int_{t_o}^t a_{rel}(t) dt = [A - a_y](t - t_o) \quad t_o \leq t \leq t_o + \Delta t \quad (2-8)$$

$$d_{rel}(t) = \int_{t_o}^t v_{rel}(t) dt = \frac{1}{2}[A - a_y](t - t_o)^2 \quad t_o \leq t \leq t_o + \Delta t \quad (2-9)$$

À temps $t_o + \Delta t$, la vitesse relative et le déplacement relatif sont égaux aux équations (2-10) et (2-11), respectivement.

$$v_{rel}(t_o + \Delta t) = [A - a_y]\Delta t \quad (2-10)$$

$$d_{rel}(t_o + \Delta t) = \frac{1}{2}[A - a_y]\Delta t^2 \quad (2-11)$$

Après que l'accélération à la base devient zéro, le bloc décélère dû à la friction entre celui-ci et la base. Les formules de la décélération, la vitesse et le déplacement sont montrées aux équations (2-12), (2-13) et (2-14), respectivement. Ce mouvement

commence au temps $t_o + \Delta t$ jusqu'au temps t_1 . À temps $t_o + \Delta t$ la vitesse relative diminue linéairement jusqu'à l'arrêt complet à temps t_1 (voir la figure 2-17b). Le déplacement total au temps t_1 est égal à l'équation (2-15).

$$a_{rel}(t) = 0 - a_y \quad t_o + \Delta t \leq t \leq t_1 \quad t_o + \Delta t \leq t \leq t_1 \quad (2-12)$$

$$v_{rel}(t) = v_{rel}(t_o + \Delta t) + \int_{t_o + \Delta t}^t a_{rel}(t) dt = A\Delta t - a_y(t - t_o) \quad t_o + \Delta t \leq t \leq t_1 \quad (2-13)$$

$$d_{rel}(t) = d_{rel}(t_o + \Delta t) + \int_{t_o + \Delta t}^t v_{rel}(t) dt \quad t_o + \Delta t \leq t \leq t_1 \quad (2-14)$$

$$d_{rel}(t) = A\Delta t \left(t - t_o - \frac{\Delta t}{2} \right) - \frac{1}{2} a_y (t - t_o)^2$$

$$d_{rel}(t_1) = \frac{1}{2} [A - a_y] \Delta t^2 \frac{A}{a_y} \quad (2-15)$$

De l'équation précédente, on remarque que le déplacement relatif dépend solidement du temps auquel l'accélération élastique est dépassée. Par conséquent, le déplacement relatif dépend de l'amplitude et le contenu fréquentiel de séisme (Kramer 1996).

2.5.1 Influence d'accélération élastique sur le déplacement

De ce qui précède, on peut clairement conclure si l'accélération sismique ne dépasse pas l'accélération élastique, le déplacement permanent de la pente sera égal à zéro (figure 2-18a). En outre, s'il y a une pente ayant une accélération élastique relativement élevée, le déplacement sera moins important que le déplacement d'une pente ayant une basse accélération élastique (figure 2-18b et c).

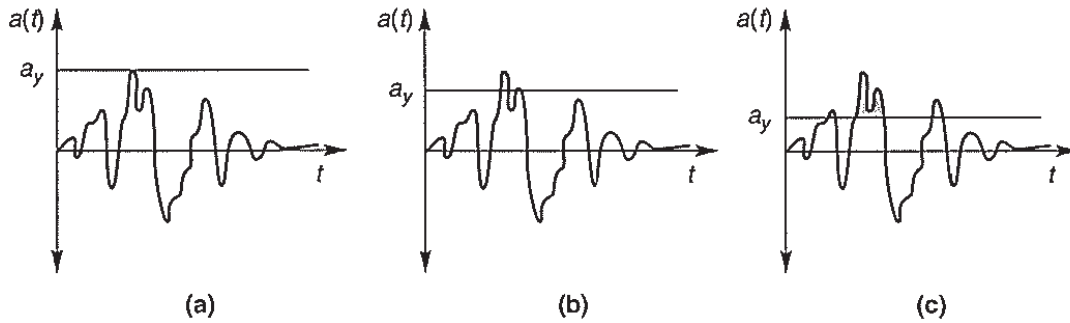


Figure 2-18 : Le déplacement permanent d'une pente dépend de la relation entre l'accélération élastique (de la pente) et l'amplitude (du mouvement) (Kramer 1996)

Plusieurs chercheurs ont étudié la relation entre A et a_y . En étudiant plusieurs séismes dont les accélérations maximales sont normalisées à $0,5g$ et les vitesses maximales sont normalisées à 76 cm/s , le nombre de pulsations d'un séisme est approximé par le rapport A/a_y . Newmark (1965) a trouvé le majorant du déplacement permanent; ce majorant est calculé par l'équation (2-16)

$$d_{max} = \frac{v_{max}^2}{2a_y} \frac{a_{max}}{a_y} \quad \text{où} \quad \frac{a_y}{a_{max}} \geq 0.17 \quad (2-16)$$

Sarma (1975) et Yegian et coll. (1991) ont développé une solution exacte pour le déplacement permanent produit par un mouvement périodique simple (triangulaire, rectangulaire et sinusoïdal). La relation entre le rapport a_y/a_{max} et le déplacement permanent normalisé est montrée dans la figure 2-19. Dans cette figure, le déplacement permanent est normalisé par rapport au nombre de cycles uniformes équivalent, N_{eq} , l'accélération maximale à la base, a_{max} , et le carré de la période, T .

$$d_n = \frac{d_{rel}}{a_{max} N_{eq} T^2} = f\left(\frac{a_y}{a_{max}}\right) \quad (2-17)$$

De la figure précédente, on remarque l'effet du type de mouvement, surtout pour les valeurs élevées de a_y/a_{max} , sur le déplacement normalisé.

Sous prétexte que la nature du mouvement est aléatoire, Yegian et coll. (1991) ont utilisé les données de 86 déplacements permanents calculés à partir des accélérations enregistrées pour trouver une fonction plus réaliste. Ils ont utilisé les valeurs médianes

de d_n calculées à $a_y/a_{max} = 0,02 ; 0,1$ et $0,5$ avec une fonction polynomiale de troisième degré en utilisant l'interpolation de Lagrange pour en trouver les valeurs entre les valeurs médianes. La fonction polynomiale est présentée par l'équation (2-18) et les valeurs sont tracées à la figure 2-19.

$$\log d_n = 0.22 - 10.12 \left(\frac{a_y}{a_{max}} \right) + 16.38 \left(\frac{a_y}{a_{max}} \right)^2 - 11.48 \left(\frac{a_y}{a_{max}} \right)^3 \quad (2-18)$$

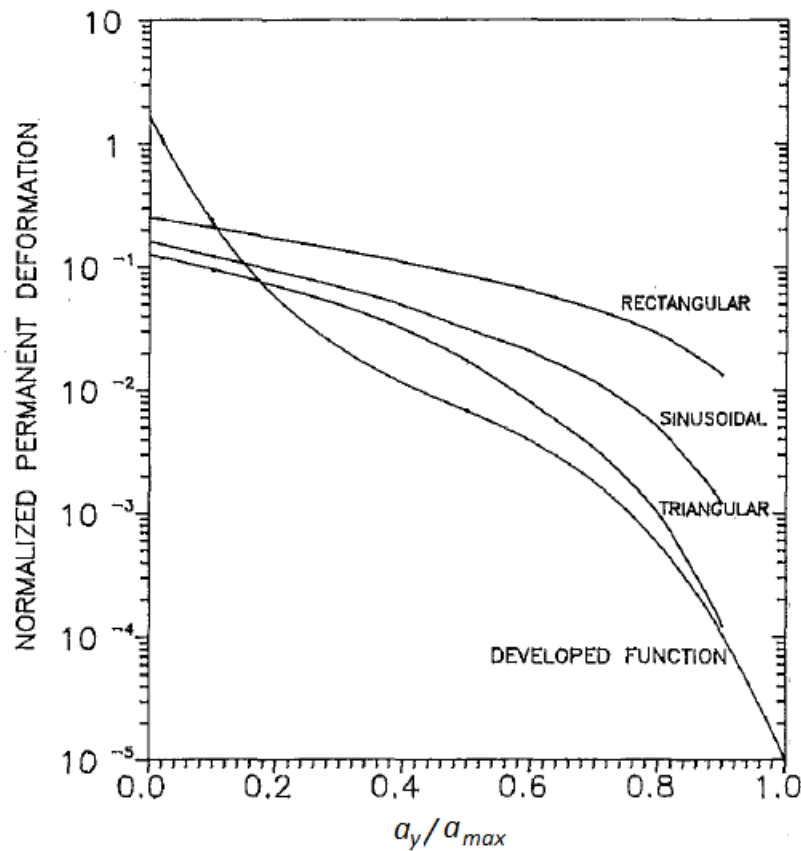


Figure 2-19 : Déplacement permanent normalisé en fonction du rapport de l'accélération à la limite élastique et l'accélération maximale (Yegian et coll. 1991).

2.5.2 Déplacements permanents tolérable

Il n'y a pas une valeur particulière pour définir le déplacement permanent tolérable. Ce déplacement tolérable fait la distinction entre le comportement sécuritaire et non

sécuritaire. Hynes-Griffin et Franklin (1984) ont suggéré une valeur jusqu'à 100 cm pour les barrages bien construits. Wieczorek et coll. (1985) ont choisi une valeur de 5 cm comme le seuil de conception critique pour les glissements de terrain potentiellement dangereux pour les structures et la vie humaine, et ce, en établissant la carte de risque de glissement des terrains de San Mateo en Californie. Keefer et Wilson (1989) ont utilisé 10 cm étant le déplacement critique pour des glissements en Californie du Sud. Jibson et Keefer (1993) ont utilisé une gamme de 5 à 10 cm pour les glissements des terrains à la vallée du Mississippi. Abramson et coll. (2002) ont mentionné que l'état de la Californie (1997) a trouvé que les pentes sont sécuritaires si le déplacement de Newmark est inférieur à 15 cm. Si le déplacement de Newmark est supérieur à 30cm, la pente est insécuritaire et s'il est entre 15 cm et 30 cm, le jugement personnel joue un grand rôle pour préciser si la pente est sécuritaire ou non.

Houston et coll. (1987) ont mentionné que la méthode de Newmark est un outil qui aide l'ingénieur à décider si le déplacement de la pente est une fraction de pouce, quelques pouces ou quelques pieds.

Jibson (1993) a suggéré de lier la valeur admissible ou critique des déplacements permanents aux paramètres du problème et aux caractéristiques des matériaux de la pente.

Deux méthodes sont proposées pour estimer les valeurs de déplacement permanent sans faire la double intégration : la procédure de Franklin et Chang (1977) - la procédure de Makdisi et Seed (1977, 1978).

a. Franklin et Chang (1977)

Par l'intégration de 354 d'histoires accélération-temps, ils ont établi la variation de déplacement permanent en fonction du rapport entre l'accélération à la limite élastique et l'accélération maximale du sol (voir la figure 2-20).

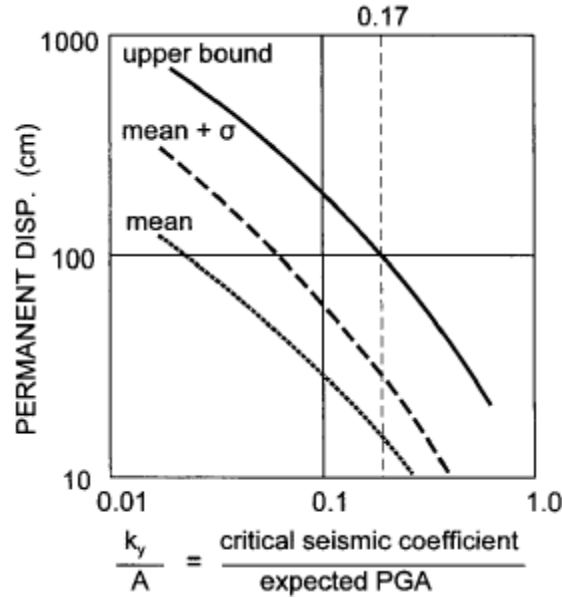


Figure 2-20 : Déplacement permanent en fonction du rapport entre le coefficient critique et l'accélération maximale du sol (PGA) (Abramson et coll., 2002).

b. Makdisi et Seed (1977,1978)

Cette méthode est utilisée pour déterminer la réponse dynamique des barrages en terre. Les démarches utilisées pour déterminer le déplacement permanent peuvent être synthétisées comme suit :

- Estimer la déformation moyenne dans le barrage.
- Déterminer la valeur réduite du module de cisaillement, G , et le taux d'amortissement, λ , à partir de la déformation déjà estimée.
- Déterminer la vitesse d'onde de cisaillement à partir de la valeur de G et la masse volumique ρ .
- Déterminer la période des trois premiers modes (H étant la hauteur du barrage) :

$$T_1 = 2,618 \frac{H}{V_s} \quad T_2 = 1,138 \frac{H}{V_s} \quad T_3 = 0,726 \frac{H}{V_s} \quad (2-19)$$

- Calculer les accélérations spectrales S_{a1} , S_{a2} et S_{a3} à partir de l'accélérogramme à la base, du taux d'amortissement et les trois périodes.
- Déterminer l'accélération maximale à la crête du barrage \ddot{u}_{max}

$$\ddot{u}_{max} = \sqrt{2,56S_{a1}^2 + 1,12S_{a2}^2 + 0,74S_{a3}^2} \quad (2-20)$$

- Calculer la déformation moyenne γ_{moy}

$$\gamma_{moy} = 0,195 S_{a1} \left(\frac{H}{V_s^2} \right) \quad (2-21)$$

- Répéter les étapes précédentes jusqu'à ce que la valeur calculée de la déformation moyenne soit presque égale à la valeur estimée au début.
- Déterminer l'accélération à la limite élastique de la surface de rupture potentielle.
- Déterminer le rapport entre la profondeur maximale de la surface de rupture, y , et la hauteur du barrage, H .

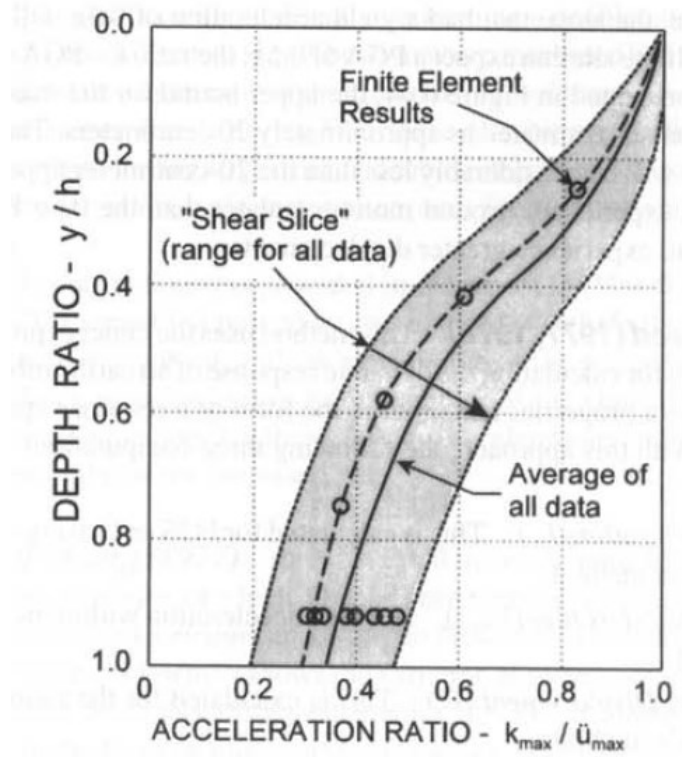


Figure 2-21: La variation du rapport entre l'accélération maximale moyenne dans la masse glissante, k_{max} , et l'accélération maximale à la crête du barrage, \ddot{u}_{max} , avec le rapport entre la profondeur maximale de la masse glissante, y , et la hauteur du barrage H (Abramson et coll., 2002).

- À partir de la figure 2-21, déterminer le rapport k_{max}/\ddot{u}_{max} , ensuite la valeur de k_{max} .
- À partir de la figure 2-22, déterminer le déplacement permanent en sachant l'accélération à la limite élastique, k_y , et k_{max} .

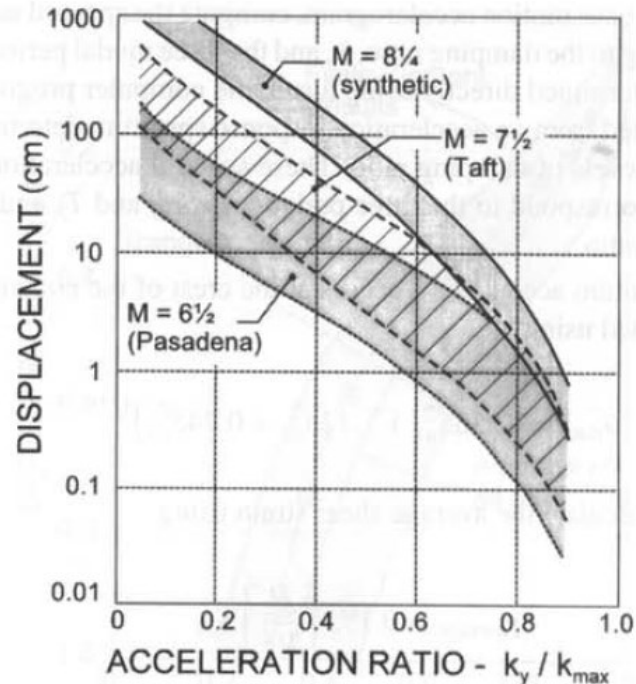


Figure 2-22 : La variation du déplacement permanent avec le rapport entre l'accélération à la limite élastique et l'accélération maximale (moyenne) (Abramson et coll., 2002).

2.6 Facteurs considérables du mouvement sismique

Newmark (1965) a précisé qu'en étudiant l'effet sismique, il faut considérer tous les aspects du mouvement. Ainsi, la vitesse, le déplacement et le déplacement différentiel du terrain doivent être considérés. En outre, la mesure la plus importante est la vitesse maximale du terrain (Newmark 1965)

D'un autre côté, il existe des différences majeures entre les enregistrements des séismes : parfois le tremblement de terre correspond à une série de pulsations majeures

entraînant une boucle majeure de déplacement; et dans d'autres cas, le déplacement est périodique pour un temps plus long (Newmark 1965). Le tremblement de terre d'El Centro en 1940 donne un exemple de ces deux cas combinés ensemble (voir la figure 2-23c).

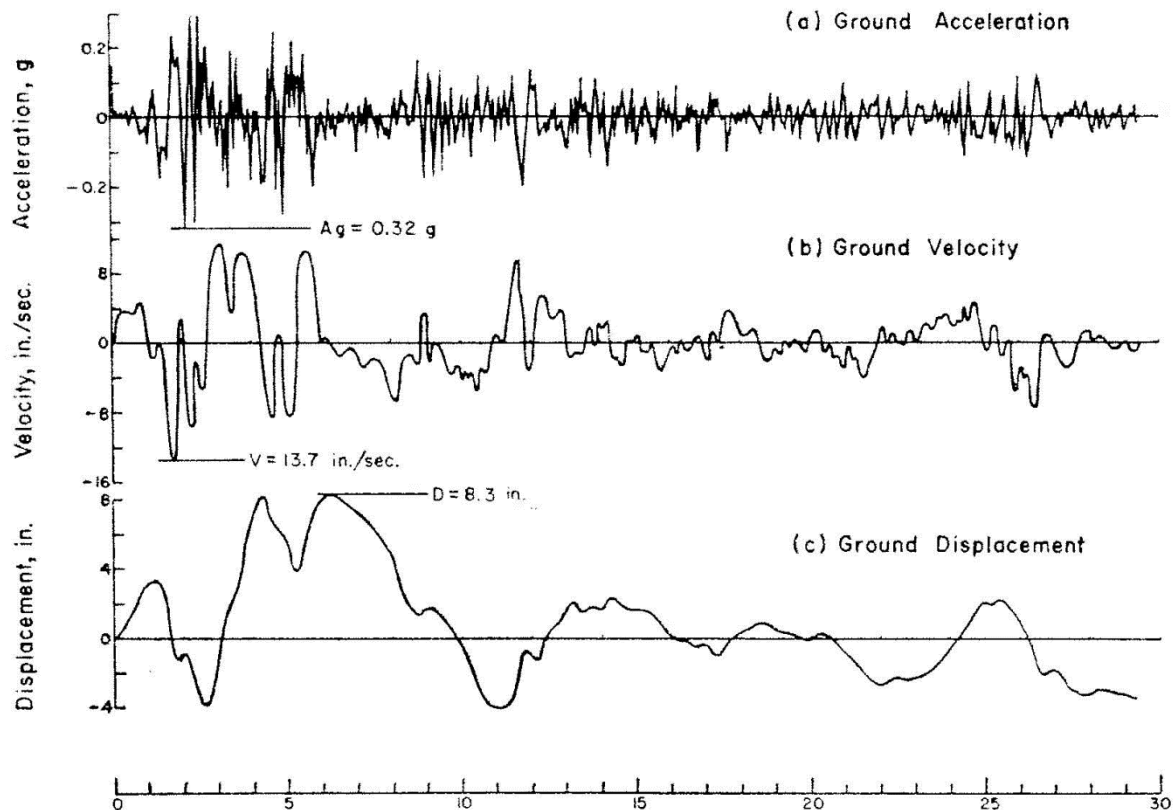


Figure 2-23 : La composante nord-sud du tremblement de terre d'El Centro en 1940 (Newmark 1965).

2.7 Types de glissement induit par un séisme

Plusieurs facteurs peuvent influencer la stabilité dynamique des pentes dont les conditions hydrologiques et géologiques, le climat, la dégradation et la topographie font partie (Kramer 1996).

Les glissements générés par un tremblement de terre peuvent être répartis en trois catégories principales : Glissements et éboulements interrompus – Glissements

cohérents – Étalements latéraux et coulées (reptation) (Keefer 1984, Kramer 1996). Le tableau 2-6 résume les types de mouvements associés à chaque catégorie, la description du glissement, les conséquences et l'éventuel terrain où peut se produire chaque catégorie de glissement.

Le tableau 2-7 montre l'abondance relative de l'occurrence de chaque type de glissement observé à des tremblements de terre historiques.

Au Québec, Lamontagne (2008a) a répertorié les tremblements de terre qui ont affecté la région de Québec entre 1608 et 2007 et dont la magnitude varie entre modérée et forte.

Tableau 2-6 : Les catégories de glissement induit par un tremblement de terre (Keefer 1984, Kramer 1996)

Catégorie	Type de mouvement	Description et conséquences	Type de terrain
Glissements et chutes interrompus	<ul style="list-style-type: none"> • Éboulements rocheux (<i>rock falls</i>) • Glissements rocheux (<i>rock slides</i>) • Avalanches rocheuses (<i>rock avalanches</i>) • Éboulements de sol (<i>soil falls</i>) • Glissements perturbés de sol (<i>disrupted soil slides</i>) • Avalanches de sol (<i>soil avalanches</i>) 	<ul style="list-style-type: none"> • Le matériau est cisailé, cassé et remanié d'une façon incohérente. • Mouvements extrêmement rapide ($>3\text{m/s}$). • Dégâts dévastateurs. 	Terrain escarpé
Glissements cohérents	<ul style="list-style-type: none"> • Affaissements de sol (<i>soil slumps</i>) • Affaissements rocheux (<i>rock slumps</i>) • Glissements de bloc de sol (<i>soil block slides</i>) • Glissements de bloc rocheux (<i>rock block slides</i>) • Coulée (Reptation) lente de la terre (<i>slow earth flows</i>) 	<ul style="list-style-type: none"> • Quelques blocs cohérents se déplacent ou tournent sur des surfaces de ruptures peu profondes. • Vitesse moins rapide que la première catégorie. 	Terrain modéré à escarpé
Étalements latéraux et coulée	<ul style="list-style-type: none"> • Sols liquéfiables • Argiles sensibles 	<ul style="list-style-type: none"> • Matériaux de faible résistance résiduelle • Vitesse très élevée 	Pentes douces

Tableau 2-7 : Abondance relative de glissement de terrain induit par un tremblement de terre provenant de l'étude de 40 séismes historiques variant de $M_s=5.2$ à $M_w=9.5$ (Kramer 1996).

Abondance	Description
Très abondant (>100 000 en 40 séismes)	Éboulements rocheux (<i>rock falls</i>) Glissements perturbés de sol (<i>disrupted soil slides</i>) Glissements de roches (<i>rock slides</i>)
Abondant (10 000 à 100 000 en 40 séismes)	Épanchements latéraux de sol (<i>soil lateral spreads</i>) Affaissements de sol (<i>soil slumps</i>) Glissements de bloc de sol (<i>soil block slides</i>) Avalanches de sol (<i>soil avalanches</i>)
Moyennement courant (1 000 à 10 000 en 40 séismes)	Éboulements de sol (<i>soil falls</i>) Coulée (Reptation) rapide de sol (<i>rapid soil flows</i>) Affaissements rocheux (<i>rock slumps</i>)
Rare	Glissements subaquatiques (<i>subaqueous landslides</i>) Coulée (Reptation) lente de la terre (<i>slow earth flows</i>) Glissements de bloc rocheux (<i>rock block slides</i>) Avalanches rocheuses (<i>rock avalanches</i>)

CHAPITRE 3

PROPRIÉTÉS DYNAMIQUES DU SOL

La nature et la distribution des dégâts sismiques sont fortement influencées par la réponse du sol envers le chargement cyclique. Cette réponse est contrôlée en grande partie par les propriétés mécaniques du sol (Kramer 1996).

Les propriétés du sol les plus importantes pour l'analyse dynamique sont : la rigidité, l'atténuation et le poids volumique. D'autres paramètres peuvent aussi être importants comme le niveau phréatique, le degré de saturation et la granulométrie.

Pour les sols cohérents saturés, la résistance et la rigidité diminuent à cause du chargement alterné. En général, la diminution dépend du nombre de cycles, la sollicitation et la sensibilité du sol.

Ce chapitre considère principalement les propriétés dynamiques des sols cohérents, soit l'argile.

3.1 Mesure des propriétés dynamiques du sol

La mesure des propriétés dynamiques du sol est une tâche délicate pour la solution des problèmes sismiques. Il existe un grand nombre d'essai in situ et en laboratoire pour les estimer. Certains servent à mesurer les propriétés à faible déformation et d'autres pour mesurer celles à grande déformation. Un aperçu général sera donné sans entrer dans les détails des essais; pour plus de renseignements, le lecteur peut consulter plusieurs manuels et livres comme Prakash (1981), Kramer (1996), Kumar (2008) et Prasad (2009).

La reconnaissance des propriétés dynamiques englobe plusieurs sources d'incertitude. Ces sources comprennent la variabilité inhérente des sols, l'anisotropie inhérente, l'anisotropie induite, le remaniement dû à l'échantillonnage et au forage, les limitations des essais eux-mêmes, les erreurs des essais et les erreurs d'interprétation.

Le tableau 3-1 résume les principaux essais utilisés pour déterminer les propriétés dynamiques du sol (Kramer 1996). Les essais de laboratoire mentionnés dans le tableau sont des essais sur un élément. En revanche, il existe des essais de laboratoire sur un modèle comme l'utilisation de la table vibrante, les essais en centrifuge et l'essai de similitude du gradient hydraulique (*hydraulic gradient similitude test*) (Zelikson 1969). L'essai de similitude du gradient hydraulique est similaire à la technique de l'essai par force centrifuge c.à.d. il est une autre façon d'augmenter les contraintes dues au poids propre des sols granulaires dans le modèle, mais la force due à la masse est augmentée par la force d'écoulement à travers le matériau poreux (Yan 1990).

3.1.1 Essais à faible déformation

Les essais à faible déformation généralement fonctionnent à des niveaux de déformation qui ne sont pas assez grands pour induire un comportement contrainte-déformation non linéaire, typiquement à des déformations de cisaillement en dessous d'environ 0,001%. À faible déformation, les propriétés du sol qui influencent la propagation des ondes sont la rigidité et l'atténuation en première place, et aussi le coefficient de Poisson et le poids volumique qui ont moins d'influence (Kramer 1996). La plupart des essais à faible déformation sont basés sur la théorie de la propagation des ondes dans les matériaux linéaires (Kramer 1996).

3.1.2 Essais à grande déformation

Malgré le développement des essais dans les dernières décennies pour mesurer les propriétés de sol à faible déformation, les résultats des essais in situ pour mesurer les propriétés de sol à grande déformation comme le SPT, le CPT, le DMT et le PMT ont été corrélés avec les propriétés de sol à faible déformation.

Tableau 3-1 : Les essais in-situ et au laboratoire utilisés pour déterminer les propriétés dynamiques du sol (selon Kramer 1996).

	In-situ	Laboratoire
Essais à faible déformation	<ul style="list-style-type: none"> • Essai de réflexion sismique (<i>Seismic reflection test</i>) • Essai de réfraction sismique (<i>Seismic refraction test</i>) • Essai de diaggraphie en suspension (<i>Suspension logging test</i>) • Essai d'onde de Rayleigh (<i>steady state vibration, Rayleigh wave, test</i>) • Essai d'analyse spectrale des ondes de surface, SASW (<i>Spectral analysis of surface waves test</i>) • Essai de cross-hole sismique (<i>Seismic cross-hole test</i>) • Essai de down-hole sismique (<i>Seismic down-hole (up-hole) test</i>) • Essai de cône sismique (<i>Seismic cone test</i>) 	<ul style="list-style-type: none"> • Essai à la colonne de résonance (<i>Resonant column test</i>) • Essai d'impulsion ultrasonique (<i>Ultrasonic pulse test</i>) • Essai de la languette piézoélectrique (<i>Piezoelectric bender element test</i>)
Essais à grande déformation	<ul style="list-style-type: none"> • Essai de pénétration standard, SPT (<i>Standard penetration test</i>) • Essai de pénétration au cône, CPT (<i>Cone penetration test</i>) • Essai au dilatomètre, DMT (<i>Dilatometer test</i>) • Essai pressiométrique, PMT (<i>Pressuremeter test</i>) 	<ul style="list-style-type: none"> • Essai triaxial cyclique (<i>Cyclic triaxial test</i>) • Essai de cisaillement direct cyclique (<i>Cyclic direct simple shear test</i>) • Essai de cisaillement en torsion cyclique (<i>Cyclic torsional shear test</i>)

3.2 La résistance au cisaillement

3.2.1 Sous un chargement rapide

Les essais conventionnels de résistance des sols sont : la compression simple, l'essai triaxial ou l'essai de cisaillement direct. Ces essais sont effectués soit à vitesse de chargement imposée soit à vitesse de déformation imposée. Pour déterminer la

résistance au cisaillement non drainée, c_u , on peut recourir, par exemple, à l'essai triaxial UU. Si le taux de déformation est assez bas ($\approx 0,5\%/s$), on dit que l'essai a été effectué sous des conditions statiques, c.-à-d. $c_u = c_{u \text{ statique}}$.

Si on augmente le taux de déformation axiale, $\dot{\epsilon}$, on trouve que le déviateur maximal, $\Delta\sigma_{max}$, augmente. Carroll (1963) a trouvé que c_u obtenue entre un taux de déformation $42\%/s$ et $50\%/s$ ne change pas trop et elle peut-être approximée par une seule valeur connue comme la résistance au cisaillement dynamique non-drainée (voir la figure 3-1). Carroll a proposé que le rapport entre la résistance dynamique et statique soit quasiment égal à 1,5 (Das et Ramana 2011).

Lors la conception de la troisième écluse du canal de Panamá, une série d'essai triaxial a été effectuée sur des échantillons intacts d'argile molle organique. Le temps des essais varie de 1,7 min à 7 heures. La résistance des échantillons sollicités le plus rapide est quasiment 40% plus grande que ceux sollicités le plus lent (Casagrande et Shannon 1949). De plus, Taylor (1947) a trouvé des résultats similaires pour des échantillons d'argile remaniés à la limite de liquidité puis consolidés sous une charge de ~ 414 kPa ($4,22$ kg/cm²) où la résistance de ceux sollicités rapidement (4 minutes) est 25% plus grand que ceux sollicités lentement (8 jours) (Casagrande et Shannon 1949).

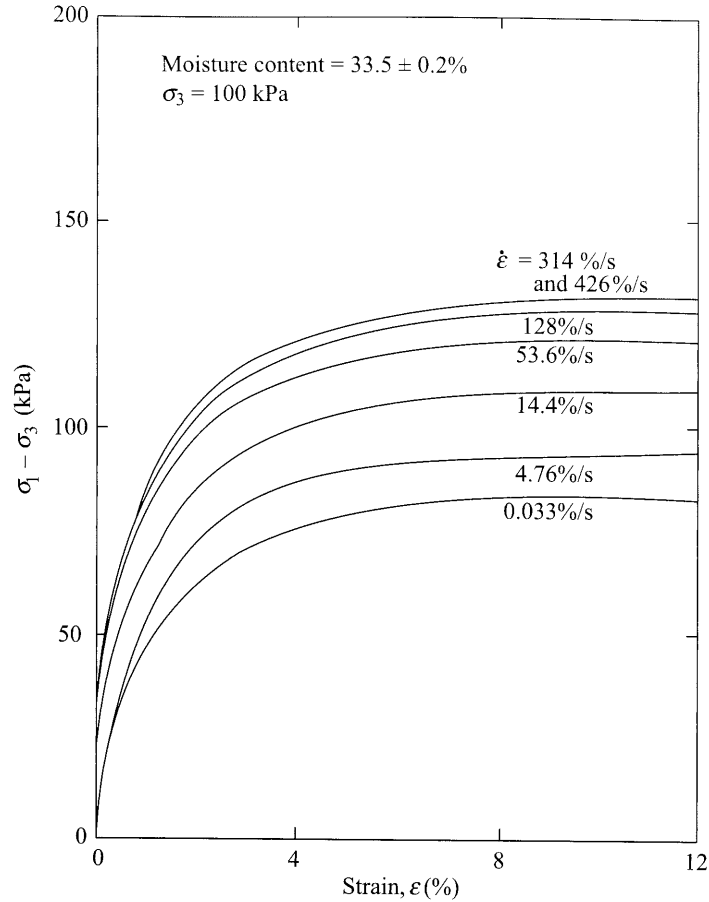


Figure 3-1: Les résultats des essais UU sur l'argile de Buckshot (Das et Ramana 2011).

3.2.2 Sous un chargement transitoire

Casagrande et Shannon (1949) ont effectués plusieurs séries d'essais pour déterminer la résistance au cisaillement des différents types de sol sous un chargement transitoire. Parmi ces sols, trois types d'argile inorganique ont été testés : argile de Cambridge, argile de Boston et argile de Stockton (tableau 3-2). Les argiles de Cambridge et de Boston ont été testées en compression simple et en triaxial. L'argile de Stockton est testée en triaxial seulement. La résistance au cisaillement pour les échantillons rompus après 0,02 secondes est 1,5 à 2 fois plus que la résistance statique des échantillons rompus après 10 minutes.

Tableau 3-2 : Propriétés des argiles testées par Casagrande et Shannon (1949).

Type d'argile	Description générale	Teneur en eau naturelle	Limite de plasticité	Limite de liquidité
Cambridge	<ul style="list-style-type: none"> • Moyennement molle • Inorganique • Intercalation de silt 	30% - 40%	20% - 23%	37% - 44%
		40% - 50%	21% - 27%	44% - 59%
Boston	• Similaire à l'argile de Cambridge	32% - 36%	20%	42%
Stockton	<ul style="list-style-type: none"> • Dure • Brune • Échantillons obtenus d'un remblai compacté (90% saturés) 	25%	20% - 23%	60% - 64%

3.3 Sensibilité des argiles

L'argile a une propriété, comme d'autres substances colloïdales, de s'amollir si l'on la travaille et la pétrit avec de l'eau. Ce processus est appelé le remaniement de l'argile. Ce ramollissement est probablement dû à : La destruction de l'arrangement systématique des molécules et des ions de l'eau dans les couches adsorbées - La réorientation des feuillets d'argile de l'arrangement côté-face à l'interaction face-face - la dégradation de la structure que l'argile avait acquise au cours de la sédimentation et la consolidation (Terzaghi et coll. 1996).

La plupart des argiles perdent une partie de leurs résistances au remaniement. Ainsi la sensibilité, S_t , peut être définie comme étant le rapport entre la résistance de l'argile à l'état brut et sa résistance après remaniement, (eq. (3-1)). Sa valeur varie de 1,0 environ jusqu'à des valeurs plus de 100 (Skempton et Northey, 1952). La classification de l'argile selon sa sensibilité est présentée au tableau 3-3. Il est à noter que Rosenqvist (1953) a élargie le système de classification des argiles sensibles car les argiles Norvège souvent possèdent une sensibilité plus élevée que 16,0.

$$S_t = \frac{\text{Résistance à la compression simple à l'état intact}}{\text{Résistance à la compression simple à l'état remanié}} \quad (3-1)$$

Selon le manuel canadien d'ingénierie des fondations, MCIF, l'édition française de 1994 (Société canadienne de géotechnique 1994) et l'édition anglaise de 2006 (Canadian Geotechnical Society 2006) une argile sensible est celle qui a une résistance remaniée égale à 25% ou moins de sa résistance intacte lorsque ces résistances sont mesurées sur le chantier. Ces argiles ont une teneur en eau in-situ égale ou supérieures à la limite de liquidité. La classification du MCIF est présentée au tableau 3-4. Dans cette classification la description «argile sensible» veut dire argile fluide (*quick clay*). Selon Torrance (2014), l'argile fluide devrait avoir une résistance post-rupture très faible c.à.d. une résistance, déterminée à l'aide du pénétromètre à cône, inférieure à 0,5 kPa ou 0,4 kPa.

Les Norvégiens définissent l'argile fluide comme étant l'argile qui a une sensibilité plus élevée que 30 et que la résistance remaniée est inférieure à 0,5 kPa (Lefebvre 1996).

Tableau 3-3 : Classification de l'argile selon sa sensibilité (Skempton et Northey 1952, Rosenqvist 1953, Lefebvre et coll. 1992)

Sensibilité	Skempton & Northey (1952)	Rosenqvist (1953)
≈ 1,0	Argile non sensible	Argile non sensible
1,0 - 2,0	Argile peu sensible	Argile peu sensible
2,0 - 4,0	Argile modérément sensible	Argile modérément sensible
4,0 - 8,0	Argile sensible	Argile très sensible
>8,0 ^a 8,0 - 16,0 ^b	Argile extra-sensible	Argile peu fluide
>16,0 ^a 16,0 - 32,0 ^b	Argile fluide	Argile modérément fluide
32,0 - 64,0	S/O	Argile très fluide
>64,0	S/O	Argile extra fluide

^a Skempton et Northey (1952)

^b Rosenqvist (1953)

Tableau 3-4: Description de l'argile selon sa sensibilité (Société Canadienne De Géotechnique 1994, 2013, Canadian Geotechnical Society 2006).

Sensibilité	<2	2-4	4-8	8-16	>16
Description	Faible	Moyenne	Sensible	Très sensible	Liquide

Locat et coll. (1984) ont trouvé à partir de 18 échantillons provenant de 9 sites au Québec que la sensibilité varie entre 20 et plus que 1000.

Leroueil (1999) a conclu que la sensibilité des argiles à l'Est du Canada est généralement élevée, généralement plus grande que 15, et ce, à cause l'indice de liquidité élevée de ces argiles.

3.3.1 Description des dépôts d'argile sensible

Lefebvre (1996) a mentionné que l'existence des dépôts d'argile sensible est liée aux:

- Sources minérales et les conditions de la déposition responsables de la texture ouverte du sol et la teneur en eau relativement élevée
- Facteurs géochimiques responsables de la réduction de la limite de liquidité et la résistance au cisaillement remaniée.

3.3.2 Distribution géographique

L'argile sensible se trouve principalement en Scandinavie et à l'Est du Canada. Elle se trouve aussi en Alaska, au Japon, en Russie et en Nouvelle Zélande (Torrance 1987). À l'Est du Canada, l'argile sensible se trouve principalement au Québec, mais elle se trouve également en Ontario et à Labrador (Locat et St-Gelais 2014).

3.3.3 Origine géologique

Les argiles sensibles sont généralement des argiles marines jeunes qui ont été déposées dans des masses d'eau préglaciaire et postglaciaire. Plusieurs dépressions topographiques faites par les glaciers ont formées des lacs d'eau douce dont quelques-uns sont liés aux océans (Lefebvre 1996). La figure 3-2 montre les bassins de déposition de différents types d'argile à l'Est du Canada (Lefebvre 2017).

Le poids des inlandsis continentaux a causé une dépression de la surface du terrain qui a atteint plusieurs centaines de mètres. Le rebondissement isostatique de la surface du terrain a commencé après le retrait des inlandsis et ce rebondissement a été beaucoup plus grand que l'augmentation eustatique du niveau de la mer. Les argiles sensibles ont été déposées dans des masses d'eau marine ou saumâtre. Le dépôt d'argile marine postglaciaire la plus large a été formé dans la mer Champlain qui occupe les basses-terres du golfe de St. Laurent jusqu'à Ottawa (Lefebvre 1996).



Figure 3-2: Les bassins de déposition d'argile à l'Est du Canada (Lefebvre 2017).

3.3.4 Composition et minéralogie

La fraction de silt est souvent élevée qui varie typiquement de 30% à 70%. La fraction granulométrique plus petite que $2\mu\text{m}$ contient plus de farine de roche que de minéraux

d'argile. Les minéraux d'argile prédominants sont l'illite (Lefebvre 1996). Locat et St-Gelais (2014) ont analysé les sols provenant de 18 sites et ont trouvé que les minéraux totaux d'argile représentent entre 9% à 34% pour les argiles sensibles, et ce, dans les régions de la mer Champlain, la mer Goldthwait et la mer Laflamme (voir la figure 3-2).

3.3.5 Stratigraphie

Dans les larges bassins, l'argile marine est normalement massive et uniforme, tandis que dans les petits bassins des entre-couches de l'argile, et le sable, le gravier et le till glaciaire peuvent être existées. Une stratigraphie simplifiée d'argile postglaciaire est montrée à la figure 3-3. De cette figure, la couche superficielle consiste du sable et/ou du silt, ou d'une coûte d'argile fissurée et altérée; la principale couche d'argile vient en-dessous de la couche superficielle qui porte soit sur une couche de till soit directement sur le socle rocheux fissuré. Généralement, le coefficient de perméabilité des couches de confinement est plus élevé que celui de l'argile d'au moins deux ordres de grandeur.

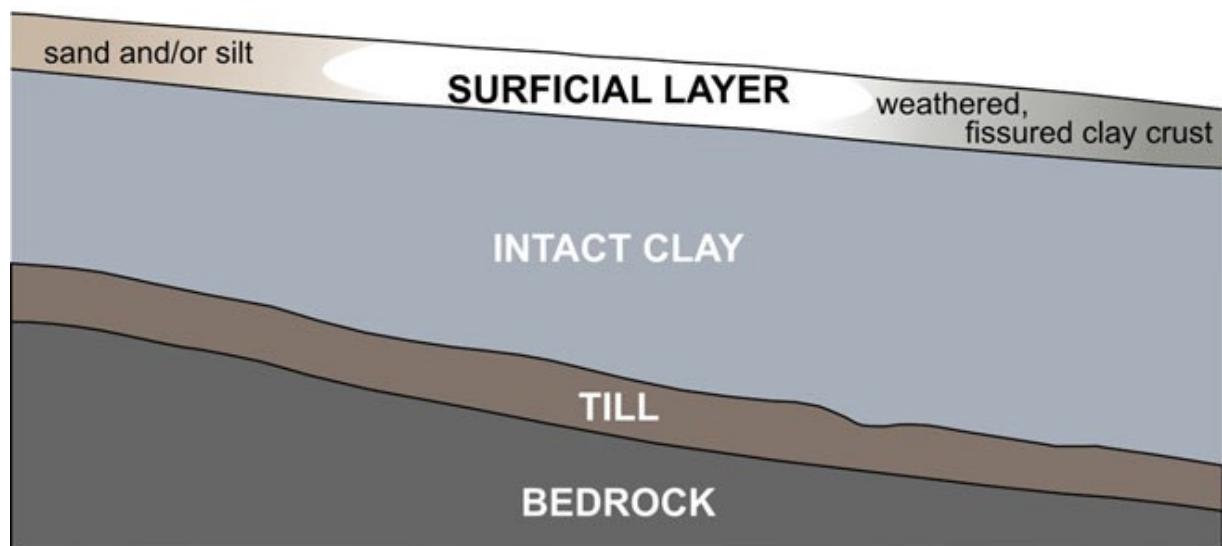


Figure 3-3: Section transversale simplifiée en aval de la vallée d'un dépôt typique d'une argile marine molle à l'Est du Canada (Lefebvre 2017).

3.3.6 Facteurs influant sur la sensibilité

- a- Minéralogie
- b- La granulométrie
- c- Thixotropie
- d- Stabilité micro-structurale

Dans les sections suivantes, on discute ces facteurs sauf la thixotropie. Pour plus de détails sur la thixotropie, consulter par exemple Skempton et Northey (1952).

a. Minéralogie et granulométrie

Rosenqvist (1946) n'a pas trouvé des différences minéralogiques essentielles entre plusieurs argiles de la Norvège, argiles fluides, et les autres argiles moyennement sensibles; non plus il n'y avait pas de différence granulométrique essentielle.

Bien que les résistances au cisaillement des argiles du tableau 3-5 soient du même ordre, les sensibilités sont très différentes. On remarque aussi que les argiles extra-sensibles ont des minéraux différents que les minéraux argileux. Toutefois, si on compare les argiles Detroit I et Beauharnois, on constate que leurs sensibilités sont différentes. Ces deux argiles possèdent les mêmes minéraux, quasiment la même résistance et la même activité.

b. Stabilité micro-structurale

(Skempton 1948) a trouvé que la relation entre c/σ_v' est directement proportionnelle à la limite de liquidité (ou l'indice de plasticité). Skempton et Northey (1952) ont conclu à partir de nombreux essais sur plusieurs argiles que la résistance remaniée est inversement proportionnelle à l'indice de liquidité sous la même contrainte effective comme le montre la figure 3-4.

Selon Quigley (1980), il y a des facteurs qui peuvent mener à avoir une résistance au cisaillement élevée à l'état intact et ainsi une sensibilité élevée :

1. Floculation sédimentaire: Saline (Faible potentiel zêta) - Concentration élevée des sédiments - Adsorption des cations bivalents
2. Augmentation lente de la charge sédimentaire
3. Liaison de cimentation: Carbonates et sesquioxydes

D'autre part, il y a des facteurs qui peuvent mener à avoir une résistance au cisaillement faible à l'état remanié et ainsi une sensibilité élevée :

1. Teneur en eau élevée (plus grande que la limite de liquidité)
2. Faible surface spécifique
3. Potentiel zêta élevée
4. Faible teneur en matériaux amorphes
5. Faible teneur en argile smectite

Tableau 3-5 : Propriétés des sept argiles (Skempton et Northey 1952).

Argile	Minéralogie	Fraction d'argile	Activité	Résistance au cisaillement non-remaniée	Sensibilité
St. Thuribe	Quartz, Mica, trace de Montmorillonite	36%	0,33	38,30	≈150
Detroit I	Mica, Illite, Calcite, Quartz, Montmorillonite	36%	0,36	17,24	2,5
Horten	Mica, quartz, Illite, Montmorillonite	40%	0,42	40,70	17
Beauharnois	Mica, Illite, Calcite, Quartz, Montmorillonite	79%	0,52	18,19	14
Gosport	Illite, Halloysite	≈55%	0,88	28,73	2,2
Shellhaven	Illite, Kaolinite, quelques colloïdes organiques	41%	1,33	36,39	7,6
Mexico city	Montmorillonite (essentiellement)	≈90%	≈4,5	46,00	5,3

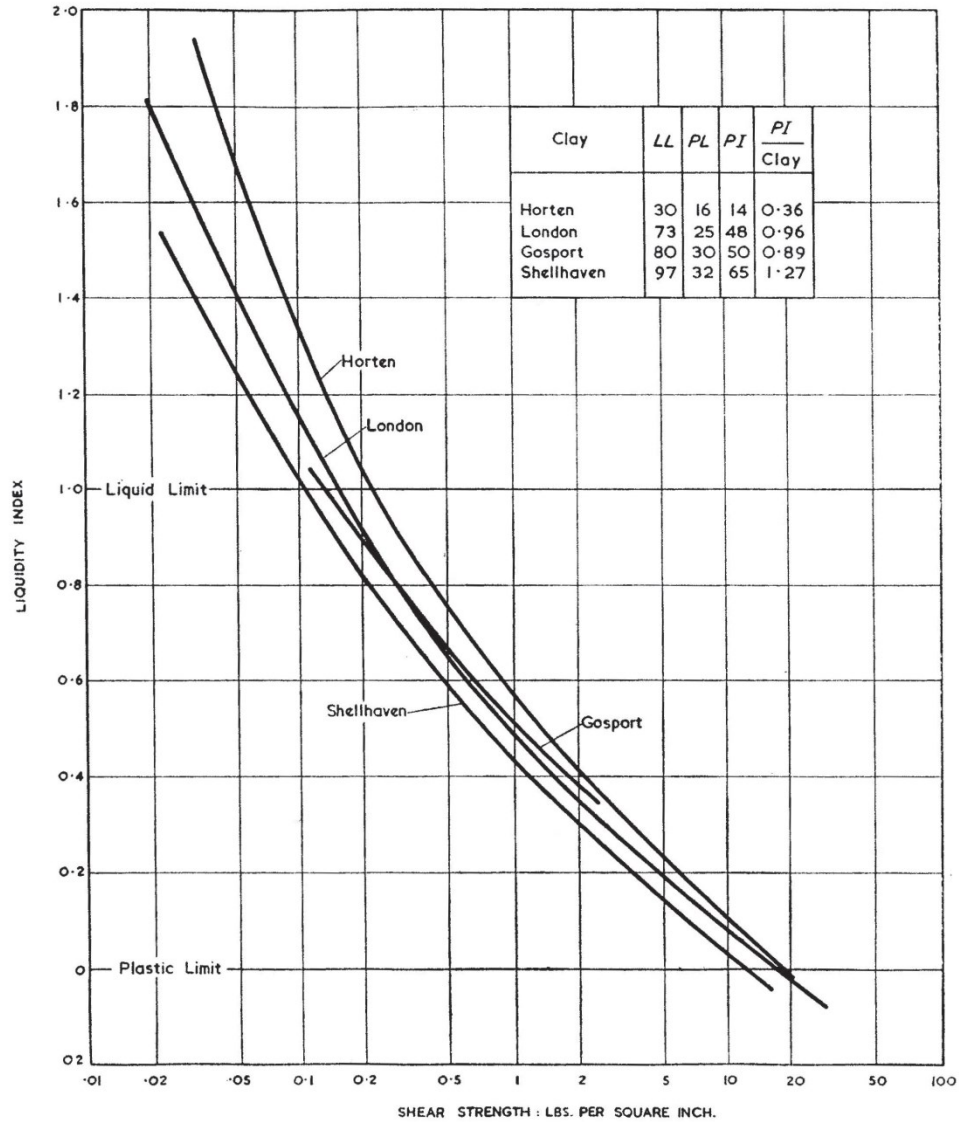


Figure 3-4: Relation entre l'indice de liquidité et la résistance au cisaillement des argiles remaniées (Skempton et Northey 1952).

3.4 Corrélations du module de cisaillement

Le module de cisaillement est généralement exprimé par le module sécant déterminé par le point extrême sur le cycle d'hystérésis (Seed et Idriss 1970).

Le module de cisaillement est une propriété très importante dans les analyses de réponse dynamique des sols. Le module de cisaillement utilisé est celui à faible déformation, symbolisé G_0 . D'habitude, ce module est déterminé à partir des essais in-

situ. Au laboratoire, il peut être aussi déterminé à l'aide de l'essai triaxial dynamique, essai de colonnes résonantes. Ces essais sont onéreux, chronophages et complexes (Ohsaki et Iwasaki 1973).

Le tableau 3-6 résume les procédures utilisées ainsi que la gamme de déformation de chacune pour déterminer les caractéristiques du module de cisaillement et les facteurs d'atténuation (Seed et Idriss 1970).

Tableau 3-6 : Les procédures d'essai pour mesurer les caractéristiques du module et d'atténuation (Seed et Idriss 1970).

Procédure générale	Condition d'essai	Écart de déformation approximatif	Propriétés déterminées
Détermination de la relation contrainte-déformation d'hystérésis	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Triaxial en compression ▪ Cisaillement simple ▪ Cisaillement par torsion 	10^{-2} à 5% 10^{-2} à 5% 10^{-2} à 5%	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Module et amortissement ▪ Module et amortissement ▪ Module et amortissement
Vibration forcée	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Vibrations longitudinales ▪ Vibrations de torsion ▪ Vibrations de cisaillement – laboratoire ▪ Vibrations de cisaillement – in situ 	10^{-4} à $10^{-2}\%$ 10^{-4} à $10^{-2}\%$ 10^{-4} à $10^{-2}\%$	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Module et amortissement ▪ Module et amortissement ▪ Module et amortissement ▪ Module
Essais de vibration libre	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Vibrations longitudinales ▪ Vibrations de torsion ▪ Vibrations de cisaillement – laboratoire ▪ Vibrations de cisaillement – in situ 	10^{-3} à 1% 10^{-3} à 1% 10^{-3} à 1% 10^{-3} à 1%	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Module et amortissement ▪ Module et amortissement ▪ Module et amortissement ▪ Module
Mesures de la vitesse de propagation des ondes sur le terrain	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Ondes de compression ▪ Ondes de cisaillement ▪ Ondes de Rayleigh 	$\approx 5 \times 10^{-4}\%$ $\approx 5 \times 10^{-4}\%$ $\approx 5 \times 10^{-4}\%$	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Module ▪ Module ▪ Module
Réponse sismique sur le terrain	Mesure de mouvement à différents niveaux dans le dépôt		<ul style="list-style-type: none"> ▪ Module et amortissement

La majorité des corrélations trouvées sont applicables à n'importe quel sol. Toutefois, il existe peu de corrélations qui sont applicable seulement au sol pulvérulent ou au sol cohérent.

Puisqu'il existe une relation simple et directe entre le module de cisaillement, G_o , et la vitesse des ondes de cisaillement, V_s , les corrélations sont reliées soit à l'une ou l'autre. La relation entre G_o et V_s est présentée par l'équation (3-2) où ρ est la masse volumique.

$$G_o = \rho V_s^2 \quad (3-2)$$

3.4.1 Corrélation avec la vitesse des ondes de cisaillement et la résistance non-drainée

Nacci et Taylor (1968) ont observé qu'il n'y a pas de relation distincte entre la vitesse des ondes de compression, V_p , et la résistance pour des sols argileux (Locat et Beausejour 1987).

Kanai et coll. (1966), Imai et Yoshimura (1970), Ohba et Toriumi (1970), Ohta et coll. (1972), Ohsaki et Iwasaki (1973), et Yokota et coll. (1982) ont tenté de relier le module de cisaillement, G_o , ou la vitesse des ondes de cisaillement, V_s , mesurée sur le terrain, habituellement par tir axial en forage, et l'indice de pénétration standard, N . Leurs équations prennent généralement la forme exponentielle comme montrée à l'équation (3-3) où a et b sont des coefficients empiriques. Certains distinguent les sols cohérents des sols granulaires (Locat et Beausejour 1987).

$$G_o \text{ ou } V_s = aN^b \quad (3-3)$$

Hara et coll. (1974), en utilisant des mesures de V_s in situ (à partir de l'essai de sismosondage « *well-shooting test* ») sur des sols cohérents, ils ont déterminé G_o . Par contre, ils ont déterminé la résistance au cisaillement au laboratoire à l'aide de l'essai

triaxial. Ils ont présenté une relation avec G_o telle que présentée par l'équation (3-4). Le coefficient de corrélation, r_{xy}^1 , est de 0,95. Imai (1977), sans appliquer de pression de confinement à ses échantillons, a obtenu pour de différents sols, la relation présentée par l'équation (3-5) où q_u est la résistance en compression (Locat et Beausejour 1987).

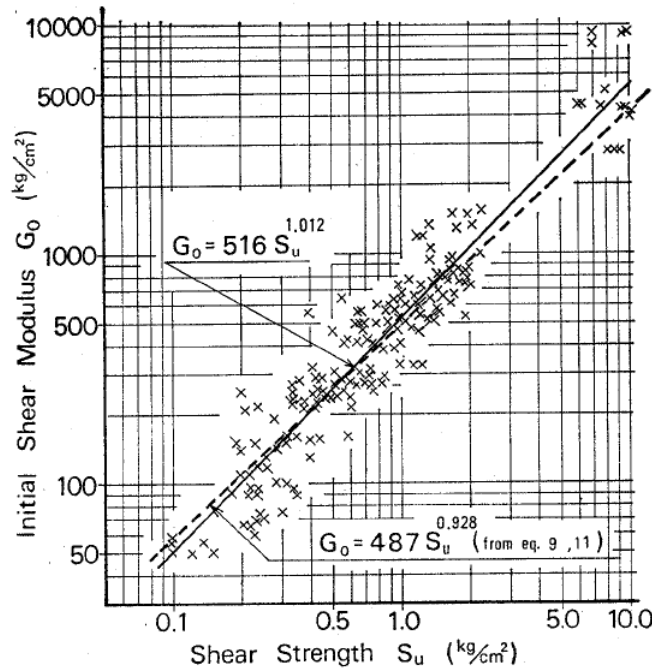


Figure 3-5 Relation entre le module de cisaillement G_o et la résistance au cisaillement c_u (d'après Hara et coll. 1974)

$$G_o = 500c_u; \quad c_u \text{ par compression simple avec pression de confinement} \quad (3-4)$$

$$V_s(m/s) = 134q_u^{0.443}; \quad q_u \text{ en } (kg/cm^2) \quad (3-5)$$

¹ Si le coefficient de corrélation, r_{xy} , est égal à 0, cela veut dire que les deux variables, x et y , sont sans rapport et si le coefficient est égal à 1, cela veut dire que les deux variables sont parfaitement liés. Pour plus de détails sur le coefficient de corrélation, le lecteur peut consulter une référence sur les statistiques comme Frank et Althoen (1995).

Locat et Beauséjour (1987) ont analysé des échantillons, dont les propriétés sont présentées dans le tableau 3-7, provenant de 20 sites différents localisés dans les basses-terres du Saint-Laurent et du Saguenay. Ils ont trouvé une relation exponentielle entre la résistance au cisaillement et la vitesse des ondes de cisaillement. La résistance de cisaillement est déterminée par deux méthodes : la compression simple et pénétromètre au cône suédois. L'équation (3-6) présente celle de la compression simple (r_{xy} est égal à 0,94¹) tandis que l'équation (3-7) présente celle du cône suédois (r_{xy} est égal à 0,93). La première relation de Locat et Beauséjour (1987) est approchante de celle d'Imai (1977) sauf pour les faibles valeurs de c_u . D'autre part, ils ont trouvé une relation entre le module de cisaillement maximum, G_o , et c_u . La relation obtenue, dont r_{xy} est de 0,95, est donnée par l'équation (3-8). Il est à noter que ces relations proviennent d'une représentation logarithmique entre c_u et V_s ou G_o .

Tableau 3-7 : Propriétés des échantillons analysés par Locat et Beauséjour (1987).

Nombre d'échantillons	Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Limite de liquidité	Indice de liquidité	Sensibilité	Degré de saturation
28	1 à 4m	23 à 89%	27 à 83%	0,26 à 1,17	1 à 33	89 à 100%

$$c_u(kPa) = 0,0029V_s^{2,055}(m/s) \text{ ou } V_s = 17,2c_u^{0,487}; c_u \text{ par compression simple} \quad (3-6)$$

$$c_u(kPa) = 0,0016V_s^{2,217}(m/s) \text{ ou } V_s = 18,25c_u^{0,451}; c_u \text{ par pénétromètre à cône suédois} \quad (3-7)$$

$$c_u(kPa) = 2,51G_o^{0,952}(MPa) \text{ ou } G_o = 0,379c_u^{1,05}; c_u \text{ par compression simple} \quad (3-8)$$

¹ En effet, le coefficient de corrélation est un indice quantitatif pour décrire la direction (croissant ou décroissant) et la magnitude (sans rapport → parfaitement liées) d'une relation linéaire entre deux variables (Frank et Althoen 1995).

3.4.2 Corrélation avec τ_{max}

Athanasopoulos et Richart (1983) ont trouvé une corrélation entre G_o et τ_{max} pour des échantillons d'argile préparés au laboratoire à partir d'Argile Ball (argiles à Kaolinite) mélangée avec de l'eau distillée. La densité relative des échantillons est 2,64; la teneur en eau naturelle = 45%; la limite de plasticité = 32%; l'indice de plasticité est 39%; L'indice des vides est 1,21 et l'activité = 0,46. L'équation (3-9) représente la relation de Hardin (1978) entre le module de cisaillement à faible amplitude et la pression atmosphérique, P_a , la contrainte de confinement moyenne, σ_o , l'indice des vides, e , et le degré de consolidation, OCR. Le paramètre k dépend de l'indice de plasticité et il est égal à 0,30 pour le type d'argile testé. La relation trouvée par Athanasopoulos et Richart (1983) est montrée par l'équation (3-10). Enfin, ils ont développé la correction entre la contrainte de cisaillement maximale et le module de cisaillement comme la montre l'équation (3-11). Leur relation est inversement proportionnelle avec la contrainte de confinement moyenne, σ_o , l'indice des vides, e , et le degré de consolidation, OCR.

$$G_o = 625 \frac{(OCR)^k}{0,3 + 0,7e^2} (P_a \sigma_o)^{0,5} \quad (3-9)$$

$$G_o = 677 \frac{(OCR)^{0,419}}{(0,3 + 0,7e^2)^{1,361}} (P_a)^{0,513} (\sigma_o)^{0,487} \quad (3-10)$$

$$\frac{G_o}{\tau_{max}} = 3,35(0,3 + 0,7e^2)^{-0,194} (OCR)^{-0,159} (\sigma_o)^{-0,21} \quad (3-11)$$

La figure 3-6 et la figure 3-8 montrent la variation de la déformation-référence, γ_r qui est égale au rapport de τ_{max}/G_o avec la contrainte de confinement et le degré de consolidation, respectivement. Pour examiner l'influence de ces derniers sur la première partie de la courbe contrainte-déformation, une analyse de régression a été accomplie pour la relation entre le rapport $G_o/\tau_{1\%}$ et la contrainte de confinement, le degré de consolidation et l'indice des vides. $\tau_{1\%}$ est la résistance au cisaillement triaxial à une déformation axiale de 1%. L'équation (3-13) montre cette relation.

$$\frac{G_o}{\tau_{1\%}} = 2,799(0,3 + 0,7e^2)^{-0,156}(OCR)^{-0,069}(\sigma_o)^{-0,093} \quad (3-12)$$

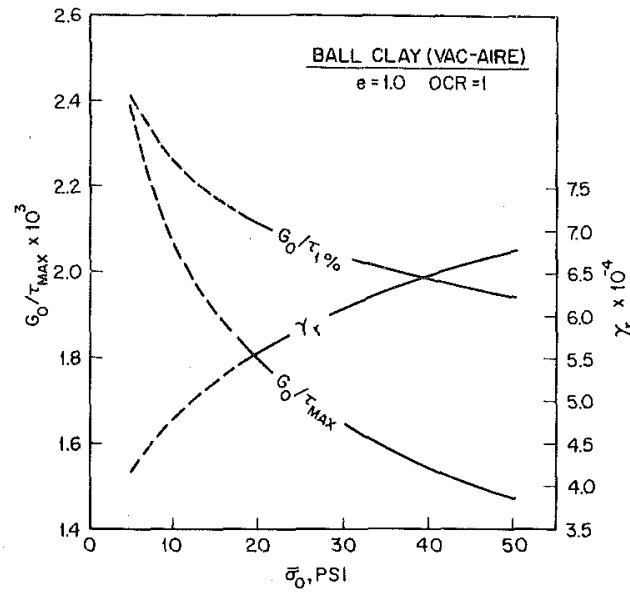


Figure 3-6 : Dépendance de G_o/τ_{max} , $G_o/\tau_{1\%}$, et γ_r de la contrainte de confinement (Athanasopoulos et Richart 1983).

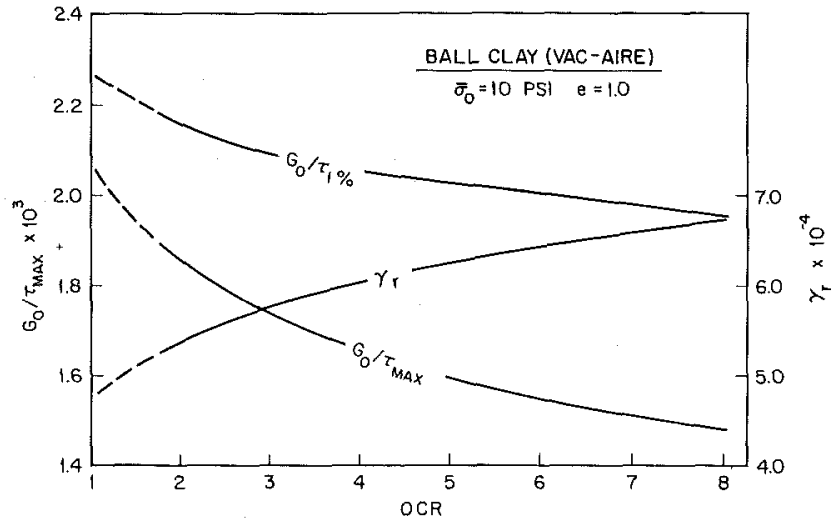


Figure 3-7 : Dépendance de G_o/τ_{max} , $G_o/\tau_{1\%}$, et γ_r du degré de consolidation OCR (Athanasopoulos et Richart 1983).

3.4.3 Corrélation avec la valeur de SPT, N

Ohsaki et Iwasaki (1973) ont présenté la relation de Kanai et coll. (1966) en changeant la vitesse des ondes de cisaillement (originellement présentée sur l'axe des ordonnées dans l'article de Kanai et coll. (1966)) par le module de cisaillement où le poids volumique d'argile et de sable sont $1,5 \text{ t/m}^3$ et $1,85 \text{ t/m}^3$, respectivement. Cette corrélation est montrée à la figure 3-8. Cette corrélation est basée sur les résultats des mesures des microtremblements (*microtremor*) (Ohsaki et Iwasaki 1973).

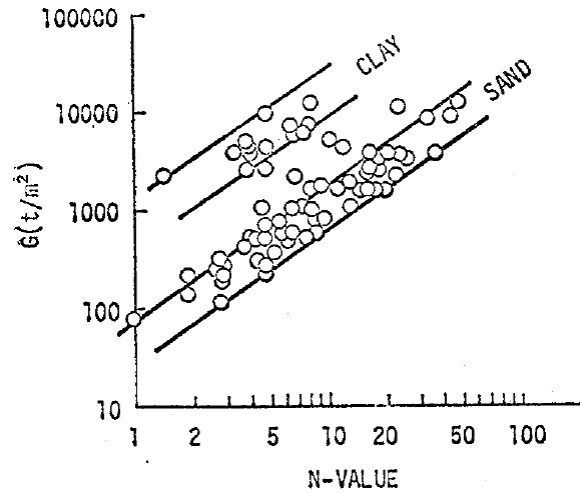


Figure 3-8 : Corrélation entre le module de cisaillement, G_o , et la valeur de SPT, N , par Kanai et coll. (1966) (Ohsaki et Iwasaki 1973).

Imai et Yoshimura (1970) à partir des mesures de la vitesse des ondes de cisaillement dans des dépôts d'argile, de silt, de tourbe (*peat*), de sable, de gravier sableux et de loam (sol composé du sable, du silt et de l'argile) ont déduit une relation entre V_s et N , équation (3-13). Elle peut être convertie en l'équation (3-14) pour estimer G_o à faible déformation. Le coefficient de Poisson était de 0,4 à 0,5 et le poids volumique était supposé de $1,7 \text{ t/m}^3$. Cette corrélation provient des résultats des mesures de l'essai *down-hole* (Ohsaki et Iwasaki 1973).

$$V_s(\text{m/s}) = 76N^{0,39} \quad (3-13)$$

$$G_o(t/m^2) \approx 1000N^{0,78} \quad (3-14)$$

Ohba et Toriumi (1970) en utilisant des mesures des ondes de Rayleigh ont déduit l'équation (3-15) qui relie V_s et N . Les mesures ont été faites dans des dépôts alluviaux en Osaka. Ces dépôts incluent des couches de sable, d'argile et leurs couches alternées. Le coefficient de Poisson était de $0,44 \pm 0,02$. En supposant un poids volumique de $1,7t/m^3$, V_s a été converti en G_o dans l'équation (3-16) (Ohsaki et Iwasaki 1973).

$$V_s(m/s) = 84N^{0,31} \quad (3-15)$$

$$G_o(t/m^2) = 1220N^{0,62} \quad (3-16)$$

Ohta et coll. (1972) ont proposé une formule de régression présentée par l'équation (3-17). La figure 3-9 montre les différentes données utilisées pour déduire l'équation vient d'être citée.

$$G_o(t/m^2) = 1390N^{0,72} \quad (3-17)$$

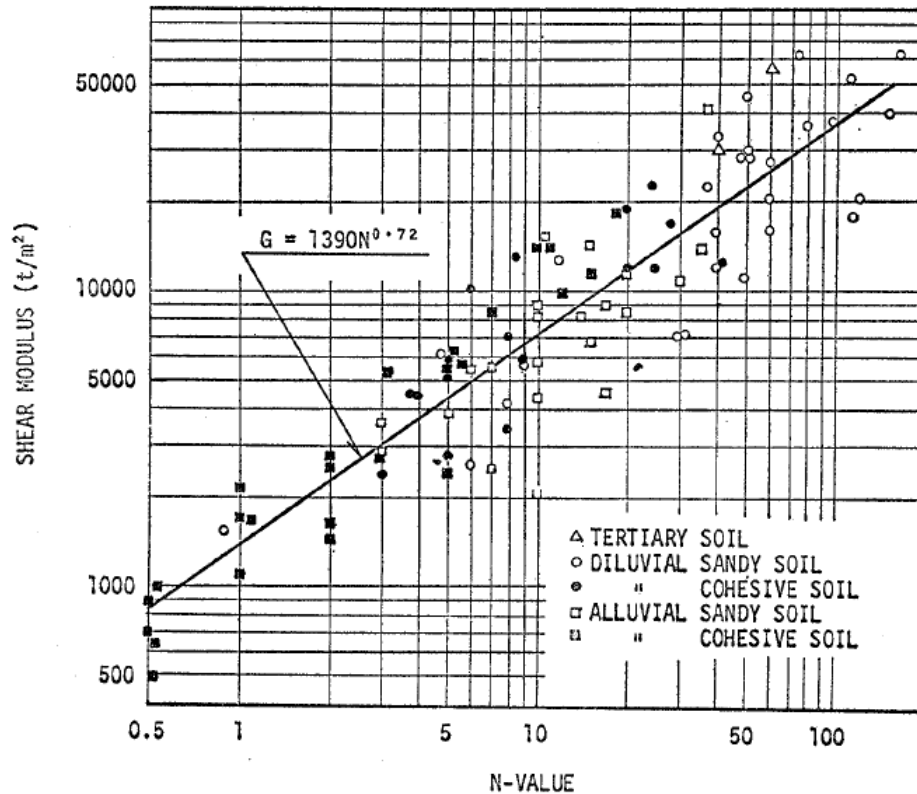


Figure 3-9 : Corrélation entre le module de cisaillement, G_o , et la valeur de SPT, N , par Ohta et coll. (1972) (Ohsaki et Iwasaki 1973).

Ohsaki et Iwasaki (1973) ont mentionné que la relation approximative G_o et N pourrait être exprimée sous la forme arrondie de l'équation (3-18) ou d'une façon plus précise avec l'équation (3-17). Cette formule peut être utilisée quoi que soit le type du sol ou la profondeur. Les données utilisées dans la régression ainsi que l'équation sont montrées à la figure 3-10¹. En outre, ils ont distingué différentes corrélations suivant l'ère géologique, le type de dépôt ou le type du sol en utilisant la forme de l'équation (3-3). Les coefficients a et b , et le coefficient de corrélation sont tous montrés au tableau 3-8; G_o est en t/m^2 . Toutefois, ils ont trouvé que c'est mieux de traiter les données en bloc.

¹ Sur cette figure, les valeurs de N qui sont égales à 0,5 en réalité elles sont égales à zéro.

Ohsaki et Iwasaki (1973) ont proposé l'équation (3-20) comme la relation entre G_o et N . Dans le but de comparaison, cette équation est tracée avec l'équation proposée par Hara et coll. (1974), qui est discutée plus bas, à la figure 3-11 (Hara et coll. 1974).

$$G_o(t/m^2) = 1200N^{0.8} \quad (3-18)$$

$$G_o(t/m^2) = 1218N^{0.78}; \quad r_{xy} = 0.888 \quad (3-19)$$

$$G_o(kg/cm^2) = 140N^{0.772}; \quad r_{xy} = 0.90 \quad (3-20)$$

Tableau 3-8 : Les coefficients a et b , et le coefficient de corrélation, r_{xy} , selon la forme de l'équation (3-3) selon Ohsaki et Iwasaki (1973).

Coefficient	Ère géologique/Type de dépôt			Type de sol		
	Tertiaire	Diluvial	Alluvial	Sable	Intermédiaire ^a	Argile
a	562	1080	1462	650	1182	1400
b	0,97	0,82	0,61	0,94	0,76	0,71
r_{xy}	0,821	0,812	0,786	0,852	0,742	0,921

^a Sol intermédiaire veut dire sable argileux ou argile sableuse.

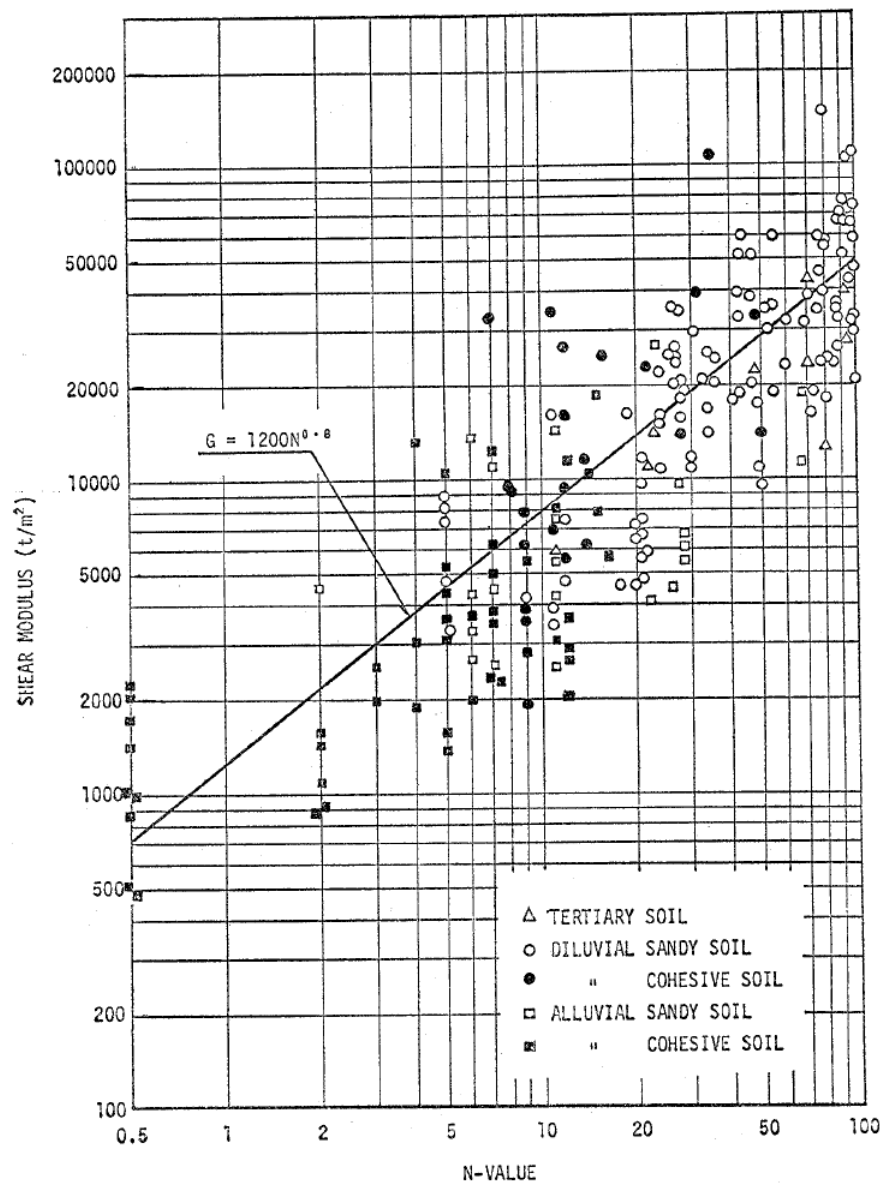


Figure 3-10 : Les valeurs de N versus le module de cisaillement, G_0 (Ohsaki et Iwasaki 1973).

Hara et coll. (1974), qui sont mentionnés plus haut (3.4.1), ont tracé les valeurs de G_0 et N telle que montrée à la figure 3-11. En outre, une relation linéaire entre eux - sur le graphique logarithmique - a été supposée et qui est égale à l'équation (3-21).

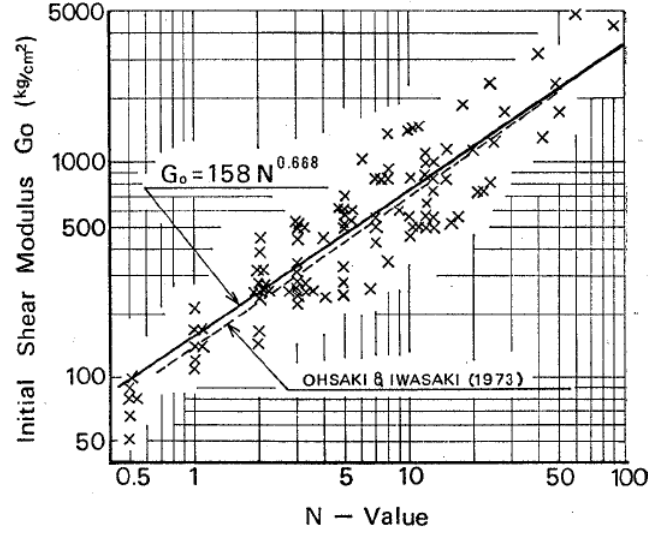


Figure 3-11 : Relation entre le module de cisaillement G_o et la valeur N de SPT
(d'après Hara et coll. 1974)

$$G_o = 158N^{0.668}; \quad r_{xy} = 0.88 \quad (3-21)$$

Hasancebi and Ulusay (2007) ont évalué les corrélations entre le nombre de coups et la vitesse de cisaillement et ont comparé avec les valeurs de N obtenues par des données géotechniques et géosismiques. Une corrélation a été ainsi développée. Les équations (3-22) à (3-24) montrent la corrélation entre la valeur de N et V_s , tandis que les équations (3-25) à (3-27) montrent la corrélation entre la valeur de N corrigée par rapport à l'énergie, N_{60} et la V_s .

$$V_s(\text{m/s}) = 90N^{0.309}; \quad \text{pour tous les sols avec un } r = 0,73 \quad (3-22)$$

$$V_s(\text{m/s}) = 90,8N^{0.319}; \quad \text{pour les sols sableux avec un } r = 0,65 \quad (3-23)$$

$$V_s(\text{m/s}) = 97,9N^{0.269}; \quad \text{pour les sols argileux avec un } r = 0,75 \quad (3-24)$$

$$V_s(\text{m/s}) = 104,79N_{60}^{0.26}; \quad \text{pour tous les sols avec un } r = 0,71 \quad (3-25)$$

$$V_s(\text{m/s}) = 131 N_{60}^{0,205}; \quad \text{pour les sols sableux avec un } r = 0,56 \quad (3-26)$$

$$V_s(\text{m/s}) = 107,63 N_{60}^{0,237}; \quad \text{pour les sols argileux avec un } r = 0,75 \quad (3-27)$$

3.4.4 Corrélation avec le coefficient de Poisson

Hara (1970) a exécuté des essais triaxiaux sous les conditions statique et dynamique sur des échantillons argileux. Il a trouvé que le coefficient de Poisson, ν est inversement proportionnel au module de Young à la condition statique tandis qu'il ne change presque pas à la condition dynamique (voir la figure 3-12). Sa valeur moyenne -du coefficient de Poisson dynamique- est de 0,41 où la déformation axiale est de l'ordre de 10^{-3} (Ohsaki et Iwasaki 1973).

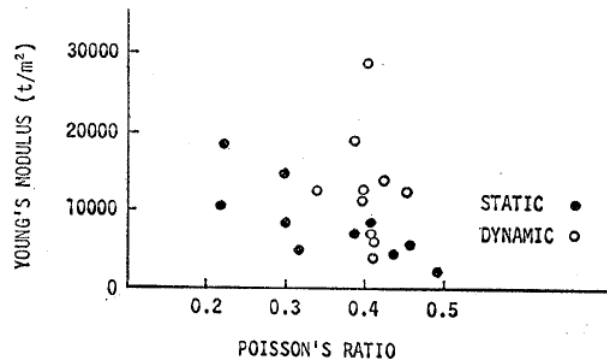


Figure 3-12 : Variation du coefficient de Poisson avec le module de Young sous les conditions statique et dynamique selon Hara (1970) (Ohsaki et Iwasaki 1973).

Ohsaki et Iwasaki (1973) ont trouvé que la vitesse des ondes longitudinales augmente avec la profondeur. Elle significativement augmente dans les profondeurs peu profondes puis le taux d'augmentation devient plus lent. Ils ont trouvé que la présence de la nappe phréatique ou sa profondeur ont peu d'influence sur la vitesse des ondes longitudinales qui est plutôt influencée par la rigidité de la couche même.

La figure 3-13 montre la relation établie entre le coefficient de Poisson dynamique, ν , et le module de cisaillement; la courbe lissée est pour les sols sableux seulement. De cette figure, on remarque que la relation est inversement proportionnelle de telle sorte que le coefficient de Poisson augmente et atteint une valeur approximative de 0,5. En plus, le type de sol n'influence pas sa valeur. Toutefois, si les sols argileux sont seulement considérés, on trouvera que le coefficient de Poisson ne change quasiment pas ce qui se conforme aux résultats de Hara (1970). Le coefficient de Poisson dynamique moyenne des argiles et des argiles sableuses est de 0,482.

Une forme grossière entre G_0 et ν est présentée par l'équation (3-28).

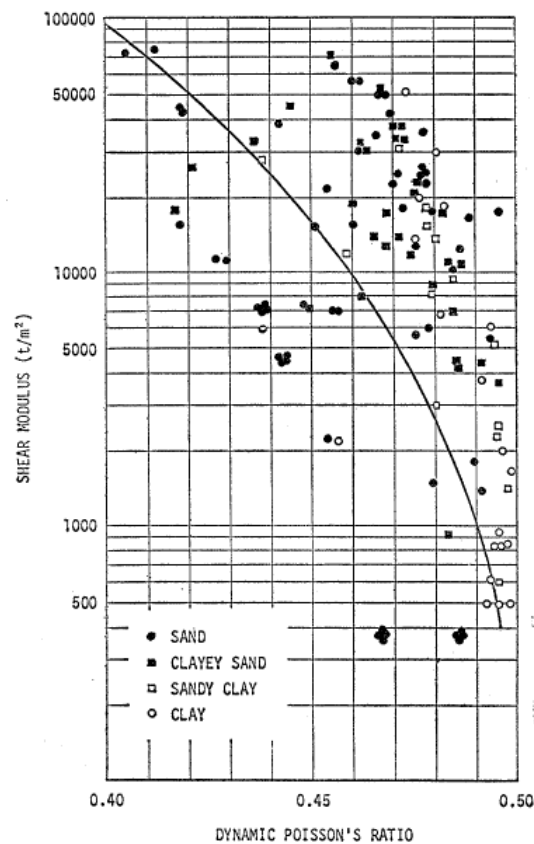


Figure 3-13 : Variation du coefficient de Poisson dynamique avec le module de cisaillement (Ohsaki et Iwasaki 1973).

$$v = 0,2 + 0,3 \sqrt{1 - \frac{1}{16} (\log G_o(t/m^2) - 2)^2}; \quad 500 \leq G_o \leq 100000 \quad (3-28)$$

3.4.5 Corrélation avec la contrainte effective moyenne

Hardin et Drnevich (1970), et Seed et Idriss (1970) ont trouvé que le module de cisaillement du sable est proportionnel à la racine carrée de la contrainte effective moyenne, σ'_m (Ohsaki et Iwasaki 1973). Cette corrélation prend la forme de l'équation (3-29) et σ'_m est défini par l'équation (3-30). α étant la constante de proportionnalité, K_o est le coefficient de la pression des terres au repos et σ'_v est la contrainte effective verticale (Ohsaki et Iwasaki 1973).

$$G_o = \alpha \sqrt{\sigma'_m} \quad (3-29)$$

$$\sigma'_m = \frac{1 + 2K_o}{3} \sigma'_v \quad (3-30)$$

3.5 Le Contexte de la Séismicité de l'Est du Canada

La plupart des tremblements de terre, environ 97%, est provoqué par le déplacement continue des plaques tectoniques. La croûte terrestre est divisée en six plaques continentales et quatorze plaques sous-continentales (Kramer 1996). L'Est du Canada (voir la figure 3-14) est situé dans la plaque de l'Amérique du Nord, dans une région stable. Cela implique que l'activité sismique est relativement faible. Malgré cette activité sismique faible, il s'est produit des événements sismiques assez destructeurs dans le passé. Les causes des séismes dans cette région ne sont pas encore très bien reconnues. Contrairement aux régions situées en bordure des plaques tectoniques, où la fréquence et l'ampleur de l'activité sismique sont directement liées à l'interaction des plaques. L'activité sismique dans cette région semble être liée à des champs de contraintes régionaux, étant donné que les séismes se concentrent dans les zones de faiblesse de la croûte terrestre (Natural Resources Canada 2011).

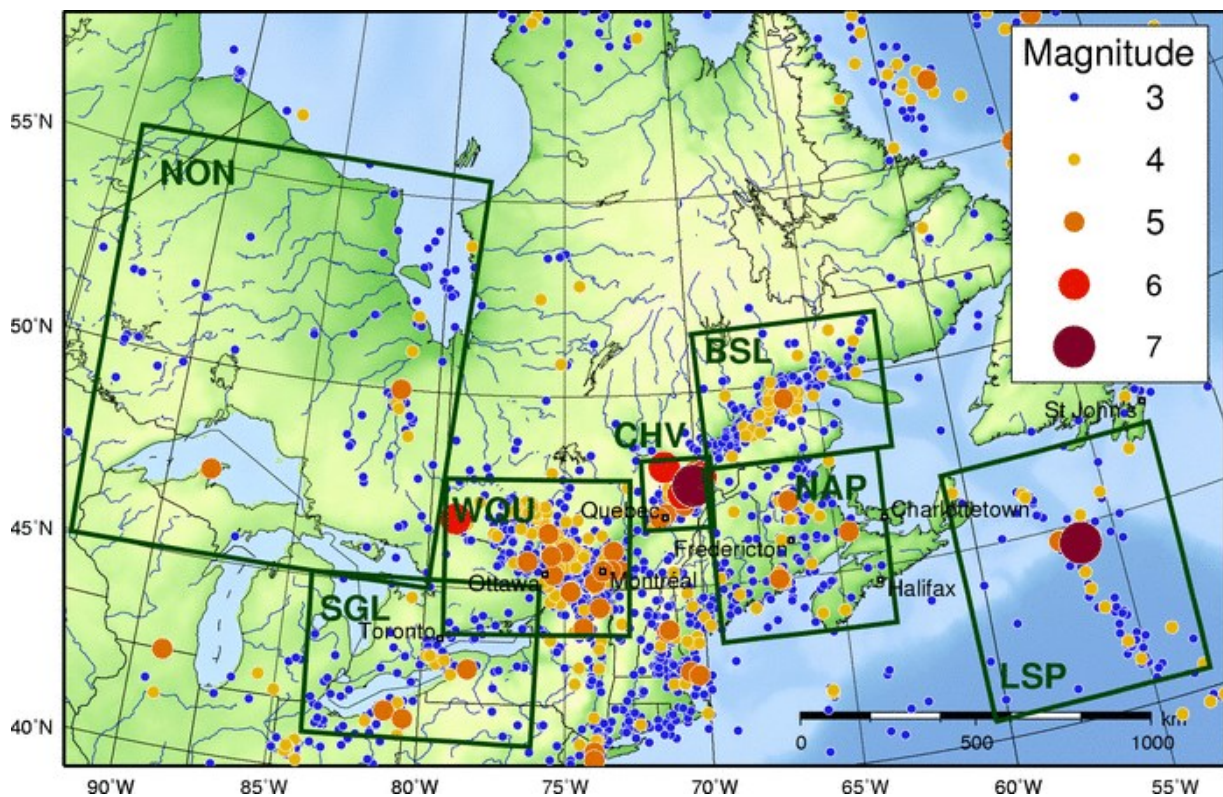


Figure 3-14 : Les sept zones sismiques de l'est du Canada (Natural Resources Canada 2011).

Le nombre annuel de séismes qui se produisent dans l'Est du Canada est d'environ 450. Le tableau 3-9 montre quelques chiffres à propos le nombre approximatif des séismes et leurs magnitudes. Au cours d'un cycle de 10 ans, trois séismes en moyenne dépassent la magnitude 5. Un séisme de magnitude 3 est suffisant pour être ressenti dans la région environnante et un séisme de magnitude 5 marque, en général, le seuil pour qu'un événement endommageant. Le réseau sismologique de Séisme Canada peut détecter toute secousse dépassant la magnitude 3 dans l'Est du Canada et toute secousse de magnitude 2,5 dans les régions densément peuplées (Natural Resources Canada 2011).

Dans l'Est du Canada, plusieurs tremblements de terre peuvent causer des dommages aux bâtiments et avoir un aléa sur l'environnement naturel (glissement de terrain,

rupture en surface, liquéfaction, glissement sous-marin, avalanche de roches, glissement de remblai de chemin de fer et tsunami). Avec les séismes de plus faible magnitude, ces forts événements sont utilisés pour définir le taux de magnitude-réurrence pour les zones sismiques de l'Est du Canada (Lamontagne 2008b). Selon Lamontagne (2008), à l'Est du Canada, la probabilité des ruptures de surface liées aux séismes est faible parce que :

- 1) La plupart des tremblements de terre sont trop faibles ou trop profonds ;
- 2) La liquéfaction est possible mais dépend fortement des caractéristiques des dépôts non consolidés dans les zones affectées par de forts tremblements de terre ;
- 3) L'avalanche de roches peut se produire dans les régions où existent des pentes abruptes ;
- 4) Les glissements de terrain dans les dépôts d'argile peuvent se produire en fonction des conditions locales au moment de l'événement sismique ;
- 5) Les remblais lâchement compactés, tels que les remblais des voies ferroviaires, sont sensibles aux séismes, même si l'épicentre est situé à une grande distance de la surface.

Tableau 3-9 : Nombre approximatif des tremblements de terre versus leurs magnitudes qui se produisent annuellement (Natural Resources Canada 2011).

Magnitude	Nombre
>4	4
>3	30
ressenti	25

Le premier séisme historique violent au Canada dont la magnitude est estimée comme étant autour de 7 est celui du 5 février 1663. Ce tremblement de terre a laissé dans le paysage plusieurs marques qui en révèlent l'étendue et l'intensité. Locat (2011) a dénombré 11 glissements de terrain dans diverses régions du Québec dont la région de Betsiamites, du Saguenay, de Charlevoix et de la Mauricie ainsi que 10 mouvements

de terrain subaquatiques particulièrement le long de l'estuaire du Saint-Laurent, du fjord du Saguenay et quelques lacs localisés sur le Bouclier laurentien et probablement dans les Appalaches. Le volume minimum cumulé des glissements de terrain associés au séisme de 1663 est de 1,7 km³ (Locat 2011).

L'Est du Canada est divisé en sept zones sismiques, soit : la zone Nord-Est d'Ontario, la zone du sud des Grands Lacs, la zone de l'Ouest du Québec, la zone de Charlevoix-Kamouraska, la zone du Bas-Saint-Laurent, la zone du nord des Appalaches et la zone du talus Laurentien.

On revoit dans cette section les trois zones qui couvrent le Québec, soit : la zone de l'Ouest du Québec, la zone de Charlevoix-Kamouraska, et la zone du Bas-Saint-Laurent.

3.5.1 Zone de l'Ouest du Québec (WQU)

Dans cette zone (voir la figure 3-15), il y a un tremblement de terre qui se produit chaque cinq jours. En général, il existe deux régions qui sont actives sismiquement : une région sur l'axe de Montréal-Maniwaki et l'autre région le long de la rivière des Outaouais. Le tableau 3-10 montre les événements sismiques les plus importants dans les passé ainsi que les séismes des années 1990, 1996 et 1997 qui sont plus faibles mais ressentis par le public.

Tableau 3-10 : Historique des tremblements de terre importants à la zone de l'ouest du Québec (Natural Resources Canada 2011).

Année	Magnitude	Région
1732	5,8	Montréal
1935	6,2	Temiscaming
1944	5,6	Entre Cornwall (Ontario) et Massena (New
1990	5,0	Mont-Laurier
1996	4,4	Ste-Agathe-des-Monts
1997	4,3	Ste-Agathe-des-Monts

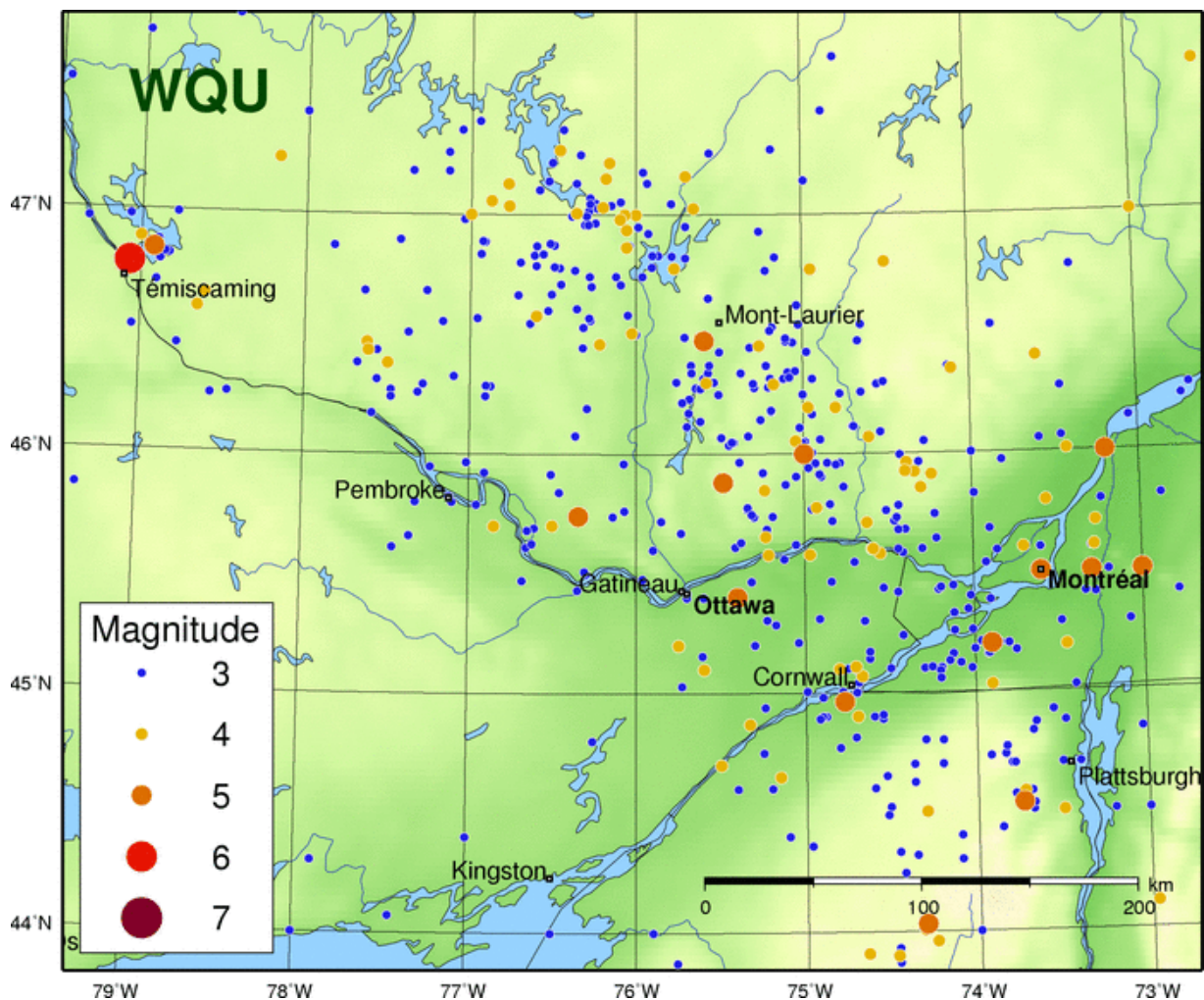


Figure 3-15 : La zone de l'Ouest du Québec montrant les deux régions qui sont actives sismiquement (Natural Resources Canada 2011).

3.5.2 Zone de Charlevoix-Kamouraska (CHV)

Cette zone est la zone la plus sismique à l'Est du Canada (>200 séismes par année). Elle se situe entre la région de Charlevoix sur la rive Nord et la région de Kamouraska sur la rive Sud (voir la figure 3-16). La concentration des séismes est entre la Mal-baie et la Rivière-du-loup. Cette zone sismique a subi cinq tremblements de terre ayant une magnitude plus élevée que ou égal à 6 (Natural Resources Canada 2011).

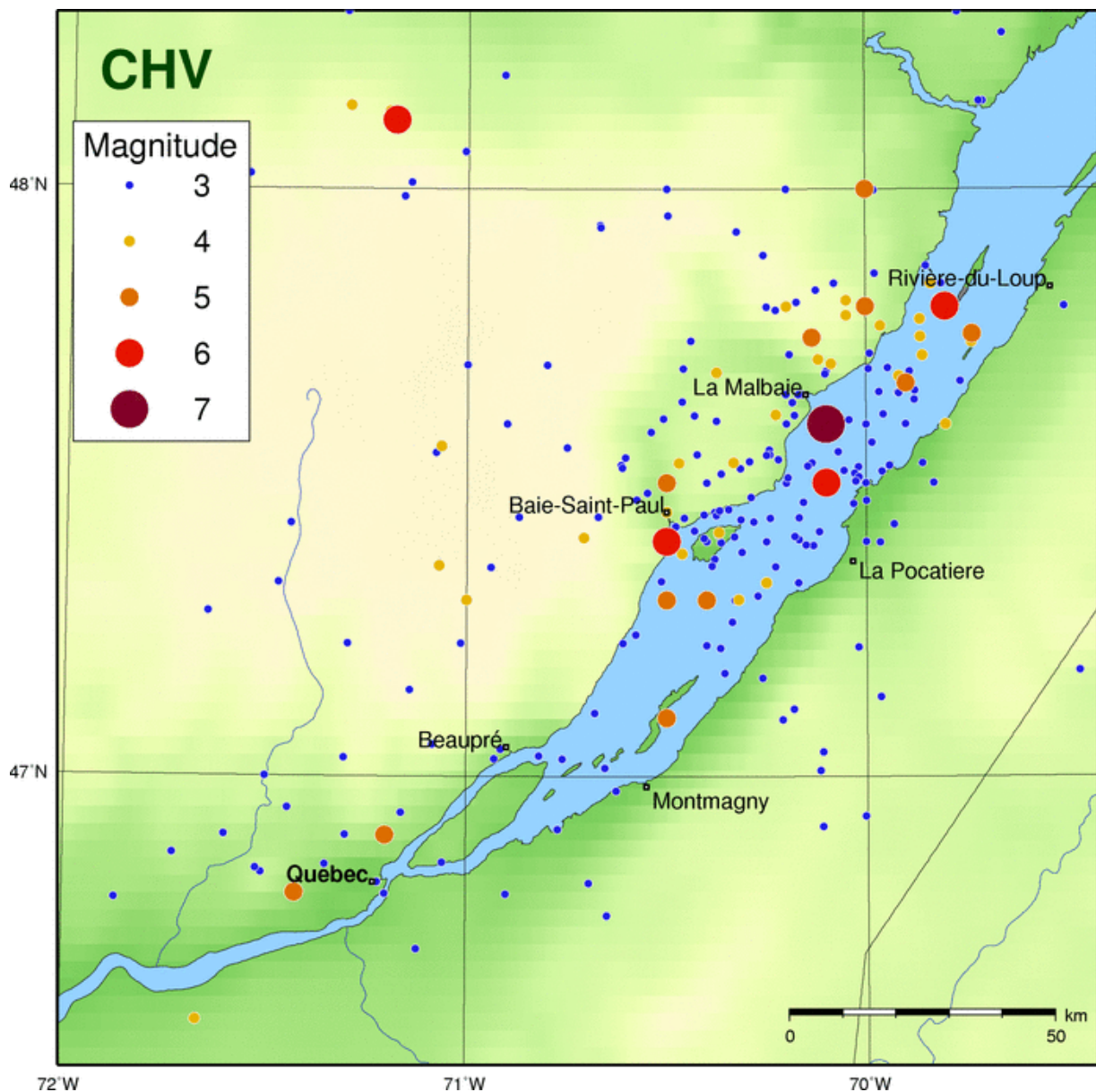


Figure 3-16 : La zone de Charlevoix-Kamouraska (Natural Resources Canada 2011).

3.5.3 Zone du Bas-Saint-Laurent (BSL)

Bien que cette zone (voir la figure 3-17) soit sismiquement active, elle n'a pas subi de grand tremblement de terre. Deux séismes dont la magnitude a dépassé à peine 5. Le taux moyen des tremblements de terre dans cette zone est un tremblement de terre chaque cinq jours.

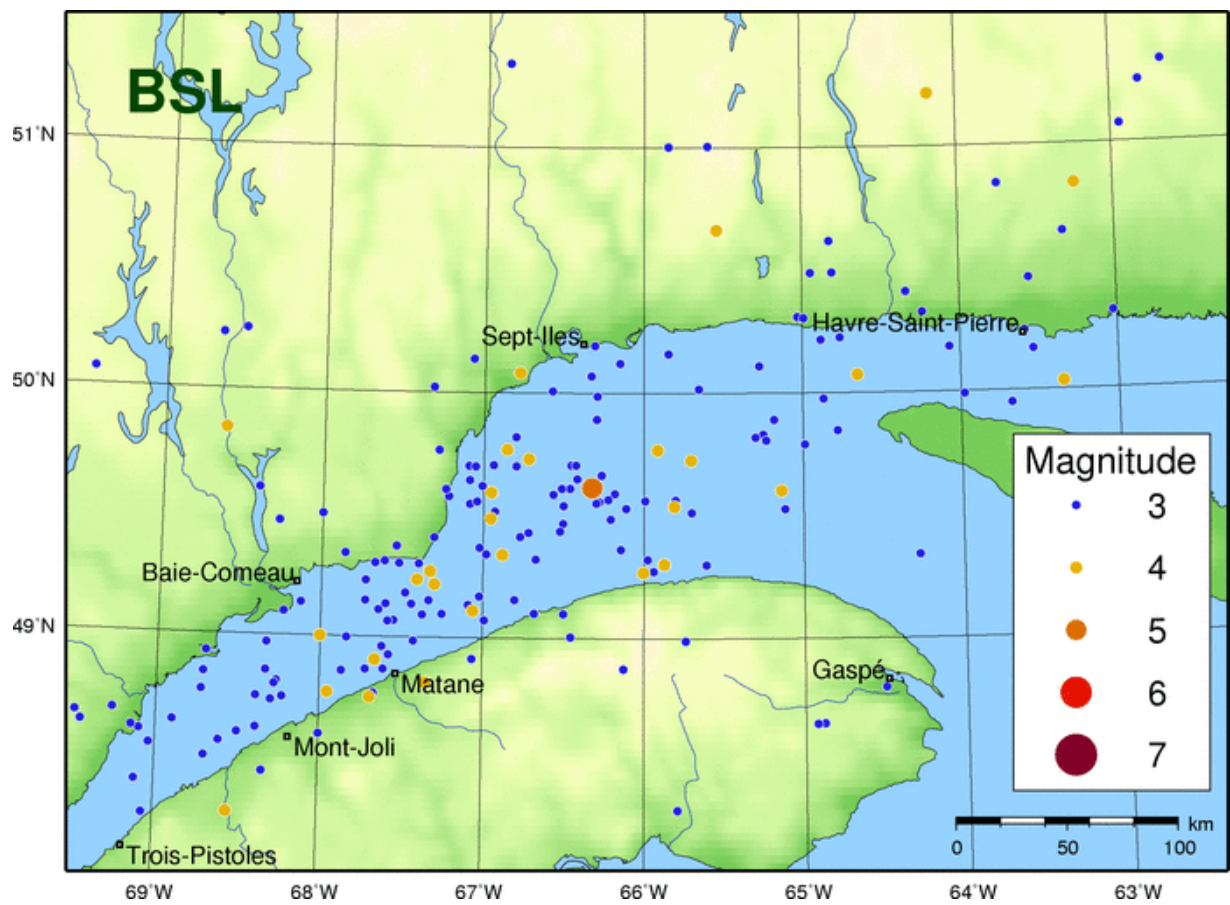


Figure 3-17 : La zone de Bas-Saint-Laurent (Natural Resources Canada 2011).

CHAPITRE 4

ANALYSE PRÉLIMINAIRE ET ÉVALUATION DE LA MÉTHODE PSEUDO-STATIQUE CONVENTIONNELLE

4.1 Introduction

La méthode pseudo-statique continue d'être utilisée dans la pratique comme la méthode d'analyse simple qui permet d'évaluer la stabilité des talus ou des ouvrages en remblai vis-à-vis de leur résistance au tremblement de terre. Toutefois, les ouvrages construits à l'aide de matériaux ou sur une fondation présentant un risque de génération de pressions interstitielles élevées, la méthode pseudo-statique peut mener à des résultats erronés. Il ne reste pas moins que la littérature ne répond pas à de nombreuses questions qui demeurent entières quant à la validité de certains aspects fondamentaux de l'analyse pseudo-statique. En effet, de nombreux chercheurs comme Seed (1979) et Pfendler (1990) indiquent, sans analyse détaillée, que le mouvement du sol à l'intérieur d'une masse de sols potentiels ne peut pas se produire toujours dans la même direction. Cette question est d'une grande importance puisque la méthode pseudo-statique considère que le mouvement du sol, du moins le plus pessimiste, se produit toujours dans la même direction. D'un autre côté, la réponse de l'ouvrage et de celle de la fondation (période naturelle du dépôt et de l'ouvrage, réponse spectrale, amplification, etc.) sont inclus, de façon grossière dépendamment du chercheur, dans le coefficient pseudo-statique (k_{it}). Ce coefficient ne permet pas toutefois de dissocier entre les ouvrages, les types de sols et le contenu fréquentiel des événements sismiques. Ainsi pour répondre à certaines questions en rapport avec le fondement de la méthode pseudo-statique, des analyses par différences finies des deux ouvrages en remblai ont été effectuées (Karray et Ghobrial 2013).

La sélection du coefficient pseudo-statique, k_h – on considère habituellement le coefficient horizontal seulement - agit sur les résultats d'analyses pseudo-statiques. Toutefois, la sélection de ce coefficient est subjective et manque de la rationalité (De Melo 2000). Seed (1979) a donné quelques exemples où la méthode pseudo-statique a été utilisée, pourtant il y avait une rupture partielle ou totale dans la pente ; par exemple la rupture totale du barrage Sheffield ($k_h=0,1$ et le F.S. calculé=1,2). Cela confirme le concept de Terzaghi que la méthode pseudo-statique n'est pas indicative de la stabilité sismique. Dans cette section, on présente les analyses faites pour développer la méthode pseudo-statique spectrale.

Les analyses ont été faites en utilisant la méthode des différences finies. Cette approche d'analyse dans les problèmes de stabilité de pente possède de nombreux avantages comparativement aux méthodes d'équilibre limite traditionnelles (méthode des tranches, méthode de Bishop modifiée, etc.). Ces avantages peuvent se résumer comme suit :

- a) Aucune hypothèse n'est effectuée par rapport à la forme et à la position de la surface de rupture.
- b) La méthode des différences finies permet d'avoir des informations précises sur le niveau de chargement si les paramètres du sol sont définis avec précision.
- c) Elle permet de voir la progression de la rupture de l'ouvrage et/ou de la fondation

Dans les sections suivantes, le modèle, le choix des paramètres et l'approche utilisée pour estimer le facteur de sécurité pour toutes les analyses sont présentés. Ensuite, quelques exemples d'analyse de stabilité des pentes en utilisant la méthode pseudo-statique sont comparés aux résultats de stabilité en utilisant la méthode dynamique.

4.2 Le modèle

La figure 4-1 montre un schéma du modèle. Le modèle représente une pente dans un dépôt argileux dont les propriétés varient avec la profondeur. L'inclinaison de la pente

est un des paramètres étudiés et varie de 1.75H :1V à 6H :1V. La hauteur de la pente, H_s , est un autre paramètre qui varie entre 5m, 10 m et 15 m. Compte tenu de l'analyse dynamique, les limites doivent être placées à des distances suffisantes pour minimiser les réflexions des ondes sismiques. Par conséquent, les limites du modèle sont placées à 100 m de chaque côté c.-à-d. 100 m de la tête et du pied du talus, respectivement. Les conditions aux limites à l'état initial et dans toutes les analyses sauf l'analyse dynamique sont : les limites verticales sont horizontalement fixées et la limite horizontale à la base est horizontalement et verticalement fixée. Pour l'analyse dynamique, la limite «*free field*», développée par FLAC, est utilisée. Ce type de limite implique l'exécution d'un calcul unidimensionnel de *free field* en parallèle avec le maillage principal pour simuler un milieu étendu (Itasca Consulting Group Inc. 2008). Les limites latérales du maillage sont couplées au *free field* par des amortisseurs visqueux pour éliminer la distorsion des ondes se propageant vers le haut à ces limites (Itasca Consulting Group Inc. 2008). En ce qui concerne le maillage, il est recommandé que la hauteur du maillage soit comprise entre $\frac{1}{4}$ et $\frac{1}{25}$ de la hauteur du talus (De Melo 2000). Par conséquent, un élément carré de dimension d'un mètre à quatre nœuds est utilisé dans l'analyse. Cependant, FLAC divise intérieurement chaque élément en quatre sous-éléments triangulaires (Itasca Consulting Group Inc. 2008).

Comme il est montré dans la figure suivante, le dépôt est divisé en plusieurs sous-couches dont l'épaisseur est 5m chacune. Les paramètres étudiés sont : la pente du talus, la hauteur du talus, la profondeur du sol de la fondation et la valeur de V_s .

En outre, quelques accélérogrammes sont utilisés dans l'analyse dynamique.

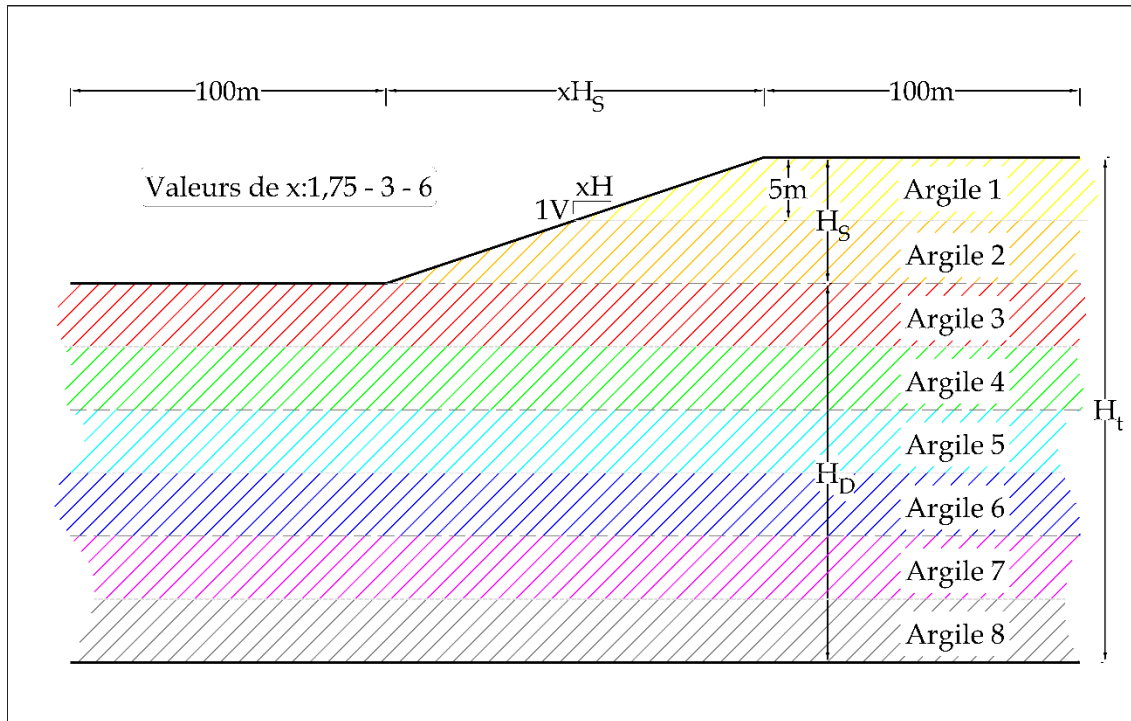


Figure 4-1 : Schéma du modèle.

4.3 Le choix des paramètres

Le dépôt est divisé en sous-couches de 5 m d'épaisseur chacune (voir Figure 4-1). Les propriétés de chaque sous-couche sont constantes. Dans une loi constitutive de Mohr-Coulomb, les paramètres à utiliser sont : la masse volumique, ρ , la cohésion, c , l'angle de friction, φ , le module de compression, E , et le coefficient de Poisson, ν . Ces deux derniers peuvent être remplacés par le module d'élasticité volumique¹, K , et le module de cisaillement, G .

¹ Le module d'élasticité volumique a d'autres noms comme : module de compressibilité - module de masse - module d'élasticité isostatique - module de rigidité - module de rigidité à la compression - module d'élasticité cubique - module d'incompressibilité - module de compression hydrostatique - module de dilatation volumique.

La résistance moyenne au cisaillement non-drainée de la première sous-couche est de 25 kPa et augmente de 5 kPa dans la sous-couche sous-jacente et ainsi de suite. En commençant par cette valeur-là et ensuite en utilisant cette augmentation, on garantit que le dépôt sera normalement consolidé à une profondeur entre 30 m et 50 m en dessous du sommet de la pente selon la formule proposée par Jamiolkowski et coll. (1985). À partir de la résistance au cisaillement non-drainée, les valeurs de la vitesse des ondes de cisaillement ainsi que le module de cisaillement ont été déterminées par les équations (3-6) et (3-8), respectivement. Les corrélations utilisées pour les déterminer sont celles de Locat et Beuséjour (1987) discutées à la section 3.4.1. Pour la détermination de la masse volumique, la relation de la théorie d'élasticité entre la vitesse des ondes de cisaillement et le module de cisaillement, l'équation (4-1), a été utilisée. Enfin, le module d'élasticité volumique a été calculé de telle sorte que le coefficient de Poisson soit quasiment 0,5. Une valeur exacte de 0,5 n'a pas été utilisée pour ne pas avoir des matrices singulières.

$$G_o = \rho V_s^2 \quad (4-1)$$

Le tableau 4-1 montre les propriétés de chacune des sous-couches utilisées en modélisation.

Tableau 4-1 : Propriétés des couches utilisées en modélisation.

Argile	Profondeur (m)	Résistance au cisaillement non- drainée [c_u] (kPa)	Masse Volumique [ρ] (kg/m ³)	Module d'élasticité volumique [K] (MPa)	Module de cisaillement [G] (MPa)	Vitesse de Cisaillement [V_s] (m/s)
Argile 1	0-5m	25	1636,16	552,77	11.13	82,48
Argile 2	5-10m	30	1658,99	669,39	13.48	90,13
Argile 3	10-15m	35	1678,54	787,00	15.85	97,16
Argile 4	15-20m	40	1695,66	905,46	18.23	103,69
Argile 5	20-25m	45	1710,91	1024,65	20,63	109,81

Argile	Profondeur	Résistance au cisaillement non- drainée [c_u] (kPa)	Masse Volumique [ρ] (kg/m ³)	Module d'élasticité volumique [K] (MPa)	Module de cisaillement [G] (MPa)	Vitesse de Cisaillement [V_s] (m/s)
	(m)					
Argile 6	25-30m	50	1724,66	1144,52	23,04	115,59
Argile 7	30-35m	55	1737,20	1264,98	25,47	121,08
Argile 8	35-40m	60	1748,73	1386,00	27,91	126,32
Argile 9	40-45m	65	1759,40	1507,52	30,35	131,35

4.4 Méthode d'évaluation du facteur de sécurité

Le logiciel FLAC est fourni avec une fonctionnalité de calcul du facteur de sécurité. En principe, le logiciel FLAC utilise la technique de réduction de résistance en utilisant une approche de calcul de plage (*bracketing approach*). Cependant, un facteur de sécurité ne peut pas être calculé dans une analyse dynamique. Par conséquent, le concept général de la réduction de résistance comme proposée par Karray et coll. (2001) est utilisé dans cette étude pour permettre la détermination d'un facteur de sécurité équivalent qui permet de savoir si l'ouvrage est sécuritaire. Le principe d'évaluation de ce facteur est différent de celui d'une analyse classique par une méthode d'équilibre limite (Bishop's Simplified Method 1955, etc.). En fait, puisque l'ouvrage est modélisé par la méthode des différences finies, l'idée est de déterminer les déplacements relatifs entre deux points dans la direction de l'axe des X pour de différents systèmes de sols dont les propriétés (c_u et ϕ) sont celles de l'ouvrage original divisées par de différents facteurs de réduction considérés équivalents au facteur de sécurité F.S. ($c_u/F.S.$ et $\tan(\phi)/F.S.$). Ainsi, le facteur qui permet d'avoir une variation importante du déplacement selon l'axe des X correspond théoriquement au facteur de sécurité recherché. La figure 4-2 montre un exemple d'une courbe de déplacement relatif d'un ouvrage (obtenue d'une analyse statique) suivant l'axe des X (horizontal) en fonction

des facteurs de pondération ou de réduction des propriétés (c_u et ϕ) du sol. Une valeur de déplacement relatif qui correspond à un facteur de réduction égal à 1 correspond aux propriétés originales de l'ouvrage. Il est possible de voir que lorsque les propriétés du sol ont été divisées par un facteur plus élevé que $\approx 1,9$, l'ouvrage s'est déplacé de façon beaucoup plus importante qu'à un facteur de 1,9. Le facteur de sécurité est donc dans ce cas égal à environ 1,9. Il faut toutefois indiquer que l'analyse est effectuée à l'équilibre limite et que toute déformation au-delà de la limite élastique du modèle peut être considérée comme imprécise du fait que la perte de résistance du sol n'est pas considérée.

On remarque qu'il y a un changement brusque et une augmentation exceptionnelle du déplacement relatif indiquant l'occurrence de la rupture à la courbe montrée à la figure 4-2. Cette courbe est obtenue de l'analyse statique. Alors que dans l'analyse dynamique, le changement est plus ou moins lisse comme celui montré à la figure 4-3. Comme le facteur de réduction minimal conduisant à la rupture n'est pas discernable dans l'analyse dynamique, le facteur de sécurité est déterminé en construisant deux tangentes : l'une au premier segment de la courbe et l'autre tangente au segment inférieur de la courbe. Les deux segments sont presque droits. La bissectrice est alors tracée croisant la courbe en un point. Ce point est considéré lorsque la rupture se produit.

De plus, le facteur de sécurité est lié au développement de la surface de rupture, de sorte que la création de la surface de rupture est examinée tout au long de l'analyse de réduction de la résistance au cisaillement. L'approche susmentionnée a permis d'estimer correctement le facteur de sécurité.

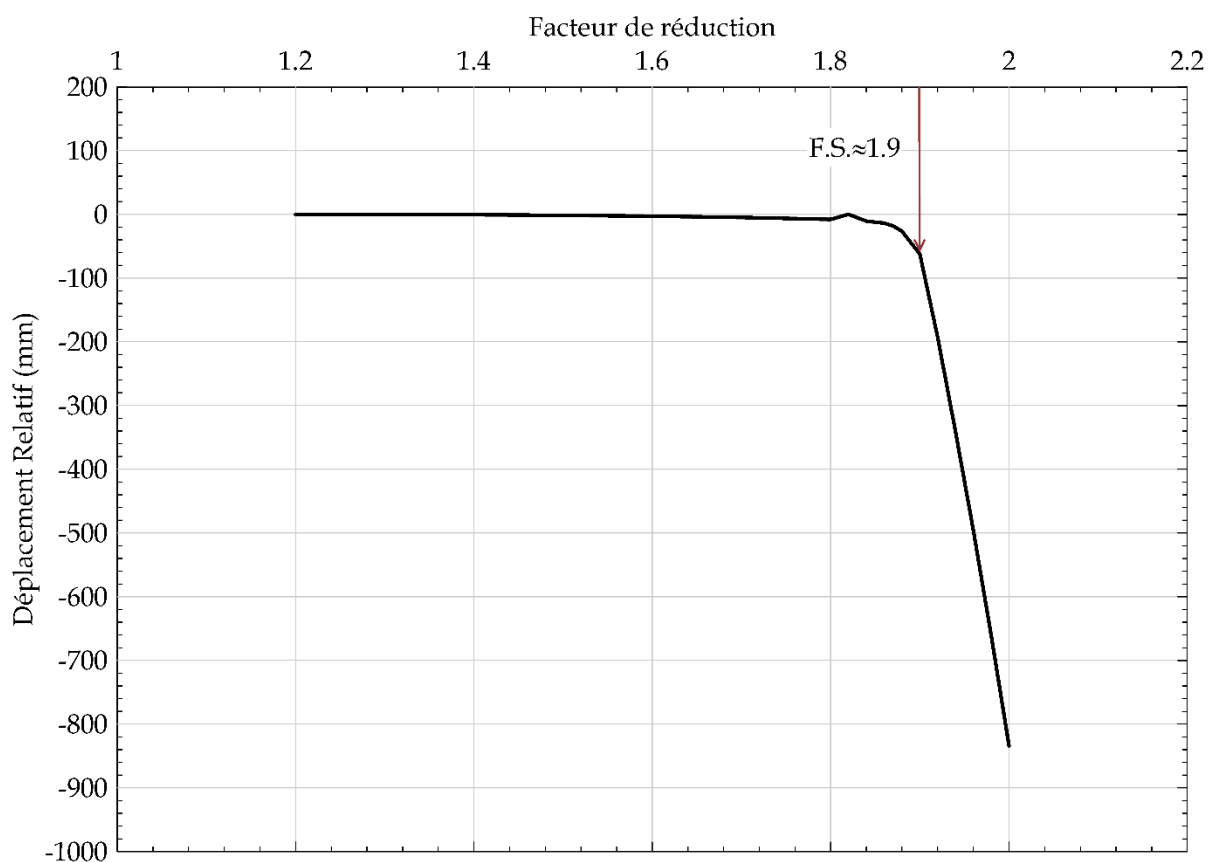


Figure 4-2 : Courbe de déplacement relatif versus le facteur de réduction, obtenue d'une analyse statique.

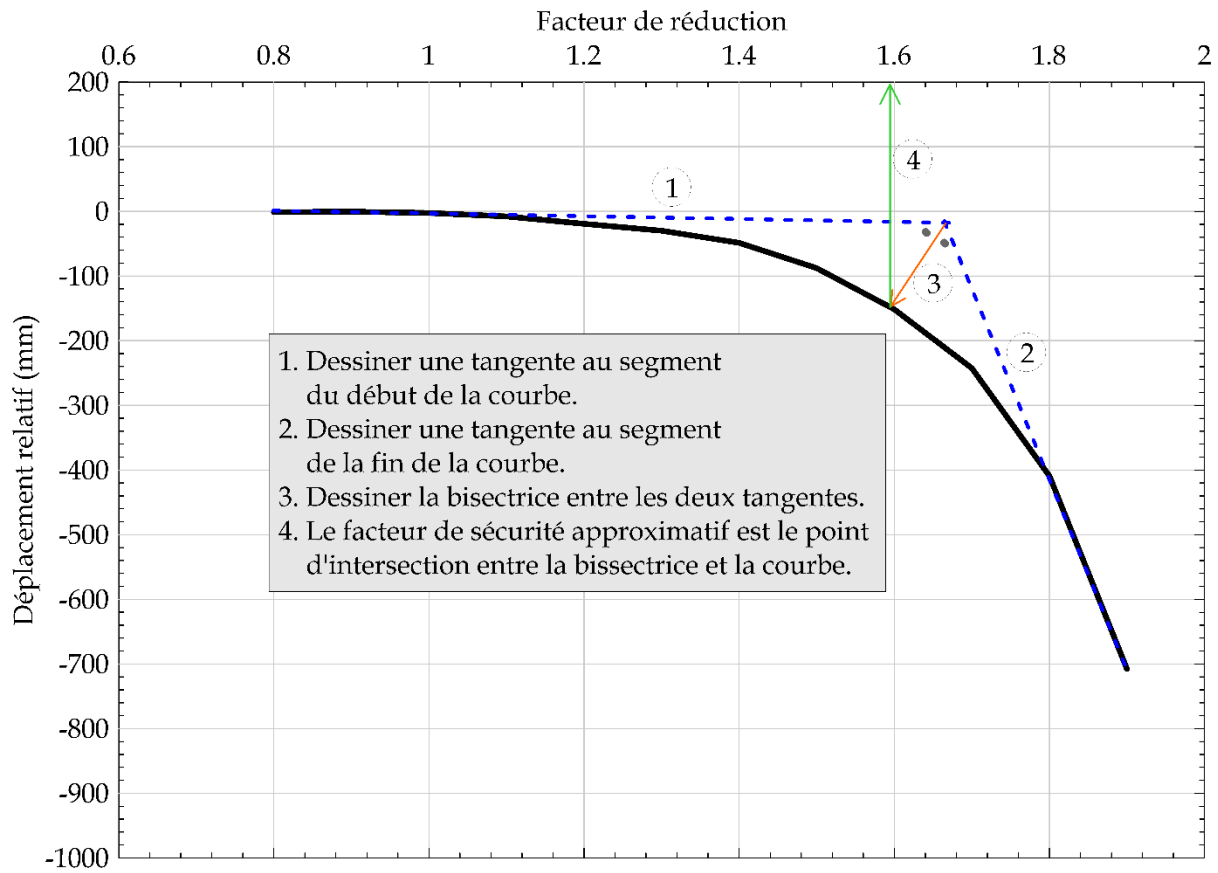


Figure 4-3 : Courbe exemplative entre le déplacement relatif et le facteur de réduction.
Sur la même courbe, la méthode par laquelle le facteur de sécurité dynamique est déterminé, est montrée.

4.5 Analyses préliminaires et exemples

4.5.1 Analyse statique par FLAC

La première analyse faite est l'analyse statique. Le but de cette analyse est de déterminer le facteur de sécurité de la pente avant d'introduire l'analyse dynamique. Si la pente n'est pas stable au cas statique, l'analyse pseudo-statique et l'analyse dynamique sont omises. En outre, la surface de rupture a été examinée dans chacun des cas.

L'analyse statique peut être faite en utilisant le module intégré dans FLAC. Toutefois, puisque ce module ne peut pas être utilisé pour estimer le facteur de sécurité dans les autres analyses, le facteur de sécurité a été estimé en utilisant la méthode de réduction de la résistance au cisaillement en traçant la courbe déformation-facteur de réduction (voir la section 4.4). D'ailleurs, le module intégré a été utilisé afin de comparer les résultats et de vérifier la méthode de réduction de la résistance au cisaillement.

Le tableau 4-2 résume les résultats trouvés en ce qui concerne le facteur de sécurité. Le facteur de la vitesse de cisaillement cité dans le tableau n'est qu'un facteur multiplicatif pour diminuer ou augmenter la vitesse des ondes de cisaillement dans chacune des couches et ainsi les autres paramètres : le module de cisaillement et le module d'élasticité volumique. Cela n'a pas d'effet sur les résultats statiques c.à.d. le facteur de sécurité ne varie pas avec la variation de ce facteur multiplicateur.

a. La pente 1,75H : 1V

Pour cette pente, deux différentes hauteurs ont été considérées : 5 m et 10 m. Une hauteur du talus de 15 m a été examinée, mais la pente n'est pas stable et le facteur de sécurité est 0,94.

En général, on remarque que le facteur de sécurité est constant, et cela dû au fait que la profondeur de la surface de la rupture sous le pied du talus ne dépasse pas le 5 m. Par conséquent, la surface de rupture est théoriquement la même dans tous les cas. Cela est probablement dû à la résistance croissante du dépôt ce qui limite la surface de rupture et dû à l'inclinaison de la pente qui est plus ou moins abrupte : la surface de rupture tend vers un cercle qui passe par le pied de la pente.

b. La pente 3H :1V

Pour cette pente, trois différentes hauteurs ont été considérées : 5 m, 10 m et 15 m. Pour les trois hauteurs, on trouve la même remarque que la pente 1,75h :1V.

Tableau 4-2 : Résumé des résultats des facteurs de sécurité obtenus dans les analyses statiques à l'aide de FLAC.

Pente	Hauteur du talus H_s	Prof. de la fondation H_D	Facteur de sécurité		
			Facteur de la vitesse de cisaillement		
			0,5	1,0	1,5
1,75H : 1V	5 m	5 m	2,09	2,08	2,09
		10 m	2,09	2,09	2,09
		20 m	2,10	2,09	2,10
		30 m	2,09	2,09	2,09
	10 m	5 m	1,22	1,22	1,22
		10 m	1,23	1,23	1,23
		20 m	1,23	1,23	1,23
		30 m	1,23	1,23	1,23
3H : 1V	5 m	5 m	2,34	2,34	2,34
		10 m	2,32	2,32	2,32
		20 m	2,33	2,33	2,33
		30 m	2,33	2,33	2,33
	10 m	5 m	1,46	1,46	1,46
		10 m	1,42	1,42	1,42
		20 m	1,42	1,42	1,42
		30 m	1,42	1,42	1,42
	15 m	5 m	1,16	1,16	1,16
		10 m	1,11	1,11	1,11
		20 m	1,11	1,11	1,11
		30 m	1,11	1,11	1,11
6H : 1V	5 m	5 m	3,19	3,19	3,19
		10 m	2,80	2,80	2,80
		20 m	2,76	2,76	2,76
		30 m	2,78	2,76	2,78
	10 m	5 m	2,17	2,17	2,17
		10 m	1,87	1,87	1,87
		20 m	1,77	1,77	1,77
		30 m	1,77	1,77	1,77
	15 m	5 m	1,77	1,77	1,77
		10 m	1,56	1,56	1,56
		20 m	1,44	1,44	1,44
		30 m	1,43	1,43	1,43

c. La pente 6H :1V

Pour cette pente, trois différentes hauteurs ont été considérées : 5 m, 10 m et 15 m. Pour une hauteur de 5 m, on remarque que le facteur de sécurité pour une profondeur de 20 m et 30 m est similaire parce que, dans les deux cas, la surface de rupture est quasiment similaire et dont la profondeur est de 15 m. Cependant, la surface de rupture dans le cas de $H_D=10$ m ne ressemble pas à celle obtenue dans les deux autres cas et cela explique pourquoi il y a une différence entre le résultat du facteur de sécurité obtenu pour une profondeur de 10 m et ces deux profondeurs-ci.

4.5.2 Analyse par les méthodes conventionnelles

Dans la littérature, il existe plusieurs méthodes basées sur la méthode de l'équilibre limite pour estimer le facteur de sécurité de la stabilité des pentes. Ces méthodes peuvent être classées en deux catégories : les méthodes analytiques et les méthodes basées sur des abaques. Pour vérifier les facteurs de sécurité calculés par FLAC au cas statique, une vérification simplifiée a été faite à l'aide des méthodes de stabilité classiques. Vu que les méthodes analytiques, comme toutes les méthodes des tranches, sont plus complexes tout en tenant compte de la présence de plusieurs couches dans le modèle, elles ont été exclues. Donc, les méthodes des abaques ont été utilisées parce qu'elles répondent au besoin de vérifier (approximativement) les résultats de FLAC. La plupart des méthodes existantes ne considèrent pas la variation de la résistance non-drainée, c_u , avec la profondeur, néanmoins, il existe deux méthodes qui la considère. La première méthode est celle de Gibson et Morgenstern (1962) et l'autre celle de Hunter et Schuster (1968). La première considère la variation de c_u en commençant par une valeur de zéro à la surface, donc cette méthode n'est pas utilisée. La seconde tient compte de la variation linéaire de c_u , mais elle considère une valeur plus grande que zéro à la surface. Alors, la méthode de Hunter et Schuster (1968) a été utilisée.

L'abaque de Hunter et Schuster (1968) est montré à la figure 4-4. Sur cette figure, le rapport M est le rapport entre la résistance au cisaillement non drainée à la tête du

talus et la différence de la résistance au cisaillement non drainée à la base et à la tête du talus. Donc, pour utiliser cet abaque, le rapport M est d'abord déterminé. En utilisant l'angle de l'inclinaison de la pente, β , et le rapport M , le nombre de stabilité, N , est déterminé. Le facteur de sécurité est égal à $(c_{u(base)} - c_{u(tête)}) \times N \div (\gamma H)$ où γ est égal au poids volumique déjaugé si la pente est submergée, au poids volumique si la pente est en dessus de la surface de l'eau ou au poids volumique moyen si la pente est partiellement submergée et H étant la hauteur de la pente. Il faut faire attention que la détermination du nombre de stabilité dans cette méthode grandement influence le facteur de stabilité pour les cas de faible pente. Les courbes fournies dans l'article original des auteurs ou dans les autres littératures donnent une valeur maximale de M égale à 2; la valeur de N correspondante à M plus grande que 2 est estimée (valeur en italique), pour ce, on peut attribuer la différence (surtout pour $M=4,5$) entre le facteur de sécurité calculé par FLAC et le facteur de sécurité par cette méthode. D'autres valeurs sont impossibles à déterminer pour une hauteur de 5 m (pente 3H :1V et 6H :1V). On remarque aussi que cette méthode donne une bonne estimation pour les pentes « abruptes ».

Tableau 4-3 : Facteurs de sécurité calculés par la méthode de Hunter et Schuster (1968).

Pente	Hauteur du talus	Cohésion à la surface	Cohésion à la base	Poids volumique moyenne	M	N	Facteur de sécurité
1,75H :1V	5m	22,5	27,5	16,36	4,5	32	1,96
	10m		32,5	16,48	2,25	20	1,21
3H :1V	5m	22,5	27,5	16,36	4,5	S/O	S/O
	10m		32,5	16,48	2,25	23	1,40
	15m		37,5	16,58	1,5	18	1,09
6H :1V	5m	22,5	27,5	16,36	4,5	S/O	S/O
	10m		32,5	16,48	2,25	28,5	1,73
	15m		37,5	16,58	1,5	22	1,33

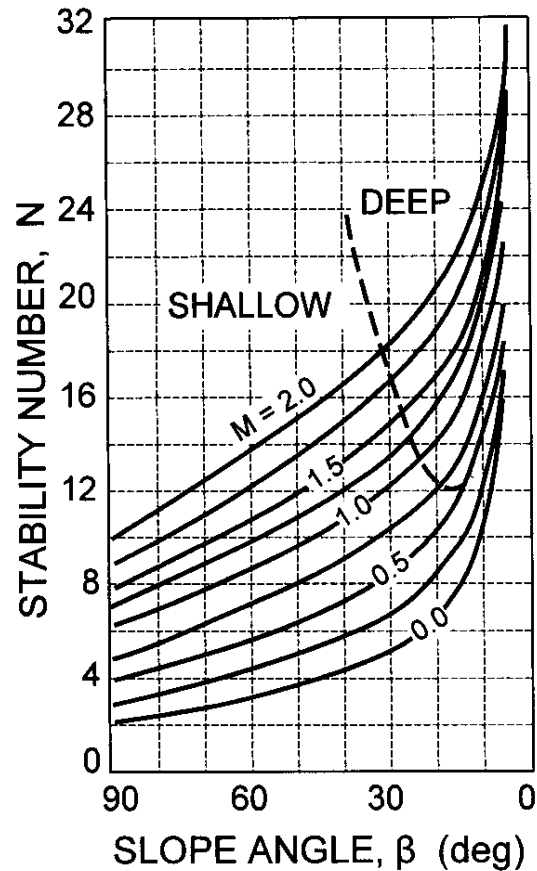


Figure 4-4 : Les abaques de stabilité pour un sol cohérent ($\phi=0$) et la résistance au cisaillement non drainée augmentent avec la profondeur (Abramson et coll. 2002).

4.5.3 Analyse pseudo-statique

Une analyse pseudo-statique à l'aide de FLAC a été réalisée pour les trois pentes. Les différentes hauteurs et les différents facteurs de V_s ont aussi été considérés. Ces analyses ont été faites pour quatre différentes valeurs de k_h , soit 0,05; 0,10; 0,15 et 0,20. Ces analyses en soi, n'ont pas de grand intérêt. Le but essentiel est de comparer les facteurs de sécurité avec les analyses dynamiques et d'examiner la surface de rupture. À titre d'exemple, la figure 4-5 et la figure 4-6 montrent la surface de rupture, la courbe pointillée en orange, obtenue de l'analyse pseudo-statique et de l'analyse dynamique, respectivement. Les deux figures montrent la même pente, 6H : 1V, la même hauteur

du talus, $H_S=10$ m, la même épaisseur du dépôt, $H_D=30$ m et le même facteur $V_s=1$. Le coefficient sismique considéré dans l'analyse pseudo-statique est égal à 0,1.

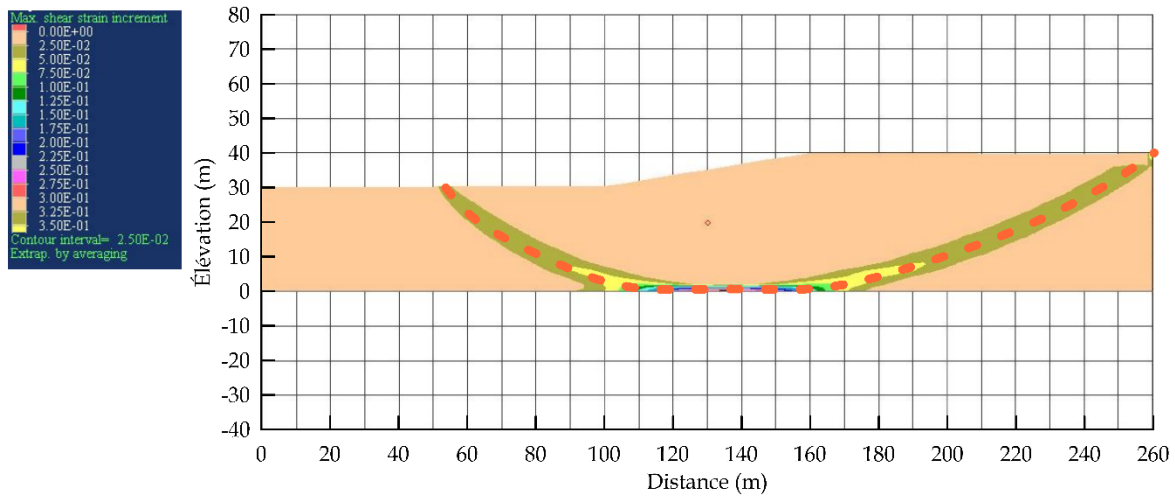


Figure 4-5: Surface de rupture (courbe pointillée) obtenue de l'analyse pseudo-statique pour une pente 6H:1V, la hauteur du talus=10 m, la profondeur du dépôt=30 m, le facteur de $V_s=1,0$ et $k_h=0,10$.

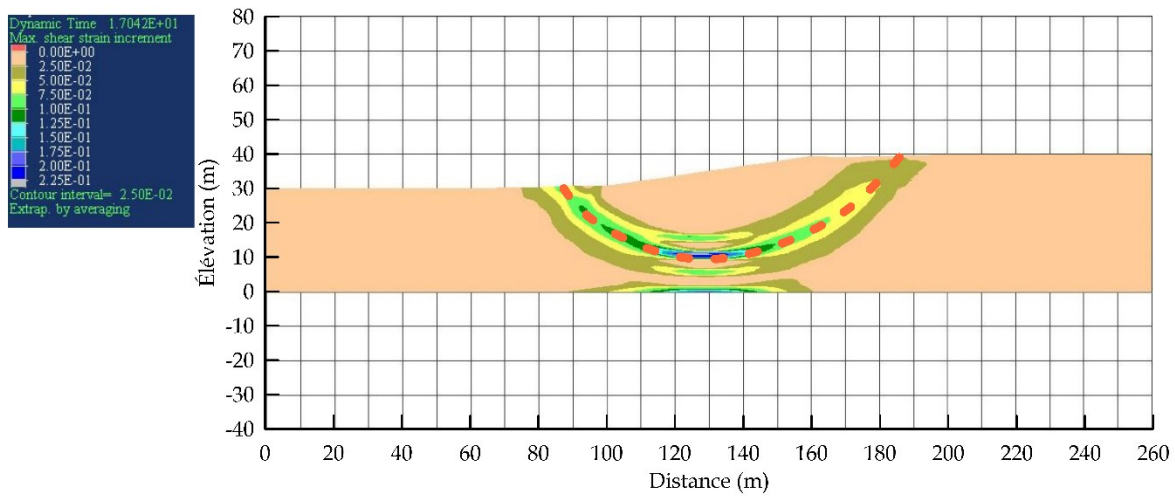


Figure 4-6: Surface de rupture (courbe pointillée) obtenue de l'analyse dynamique pour une pente 6H:1V, la hauteur du talus=10 m, la profondeur du dépôt=30 m, et le facteur de $V_s=1,0$.

On remarque de cet exemple que la surface de rupture de l'analyse pseudo-statique est plus profonde et plus étendue vers les limites du modèle tandis que de l'analyse dynamique, la surface de rupture est moins profonde et moins étendue. Un autre

exemple est donné à la figure 4-7 et à la figure 4-8. À propos du facteur de sécurité, la figure 4-9 montrent les courbes de déplacement relatif versus le facteur de réduction pour le cas d'une pente, 3H : 1V, une hauteur du talus, $H_s=10$ m, une épaisseur du dépôt, $H_D=10$ m et un facteur de $V_s=1$, et ce, pour des analyses pseudo-statiques et une analyse dynamique. On remarque de cette figure que la courbe de l'analyse dynamique est située entre les courbes de coefficient sismique 0,10 et 0,05.

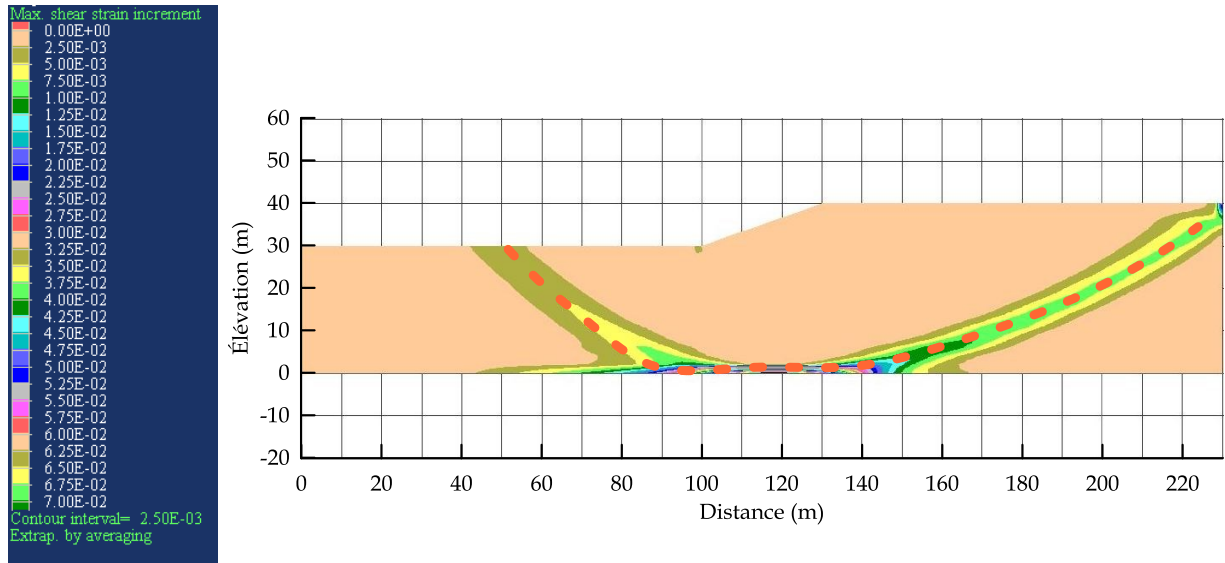


Figure 4-7: Surface de rupture obtenue de l'analyse pseudo-statique pour une pente 3H:1V, la hauteur du talus=10 m, la profondeur du dépôt=30 m, le facteur de $V_s=1,0$ et $k_h=0,10$.

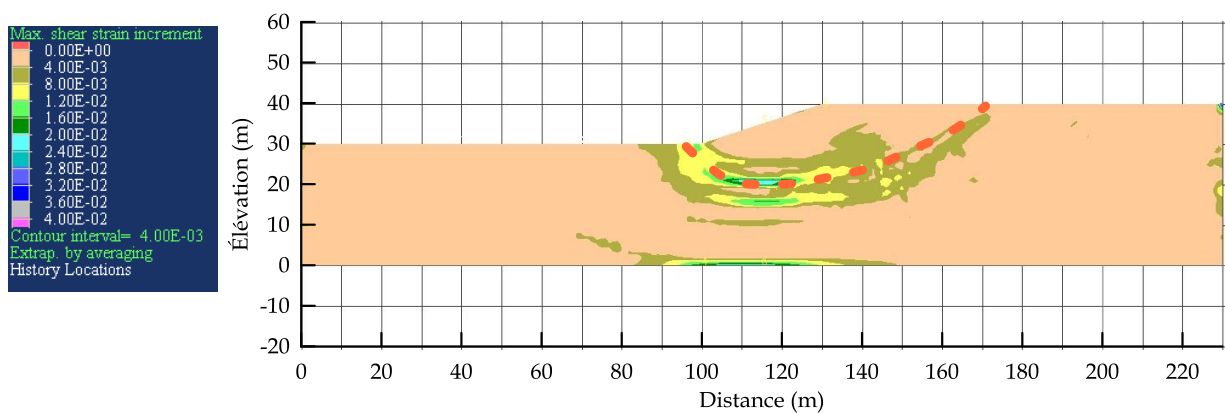


Figure 4-8: Surface de rupture obtenue de l'analyse dynamique pour une pente 3H:1V, la hauteur du talus=10m, la profondeur du dépôt=30m, et le facteur de $V_s=1,0$.

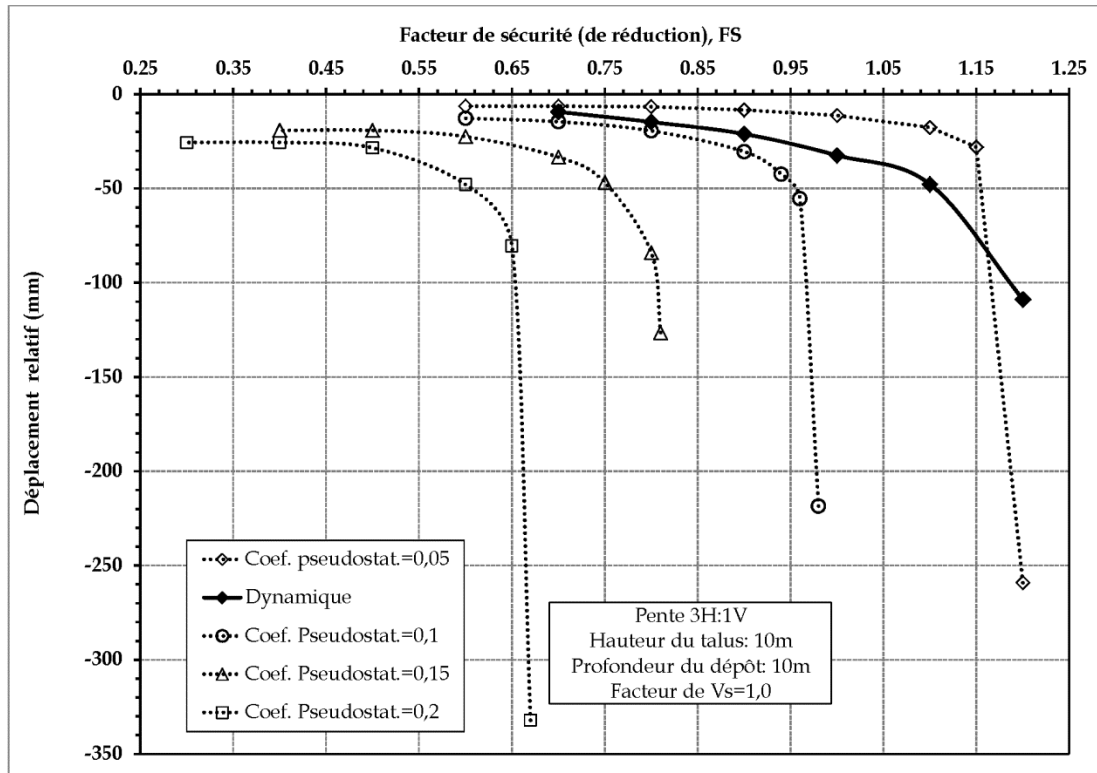


Figure 4-9: Comparaison des courbes de déplacement relatif des analyses pseudo-statique et dynamique.

4.5.4 Analyse dynamique

Les analyses dynamiques ont été effectuées pour une excitation compatible avec la sismicité de la région de Québec (en choisissant les valeurs de spectre de la ville de Québec fournies au Code National du Bâtiment, CNB 2005). L'accélérogramme montrée à la figure 4-10 a été sélectionné en comparant son spectre de réponse avec celui donné par le CNB 2005 pour la région de Québec pour un sol de classe A (roc). Pour que le spectre de réponse soit compatible avec le spectre du sol de classe A, les valeurs de l'accélérogramme ont été multiplié par un facteur de réduction de 0,8 (Figure 4-11). L'accélération maximale – après la multiplication par le facteur - est de 0,18g.

D'autres accélérogrammes ont aussi été examinés et vérifiés par rapport à la Ville de Québec. Ces résultats sont présentés au chapitre 5.

Un exemple qui montre une comparaison entre la surface de rupture obtenue de l'analyse dynamique et la surface de rupture obtenue de l'analyse pseudo-statique conventionnelle est montré à la figure 4-13. De cette figure, c'est évident que les deux surfaces ne sont pas en concordance. La surface de rupture obtenue de l'analyse pseudo-statique est plus large et plus profonde que la surface de l'analyse dynamique. Un exemple des courbes de déplacement relatif obtenues des analyses dynamique et pseudo-statique est montré à la figure 4-12. De cette figure, la courbe dynamique est située entre les courbes de $k_h = 0,05$ et $0,10$.

Les résultats détaillés de ces analyses sont présentés aux articles de Ghobrial et coll. (2015), Karray et coll. (2015) et aux chapitre 5 et 6.

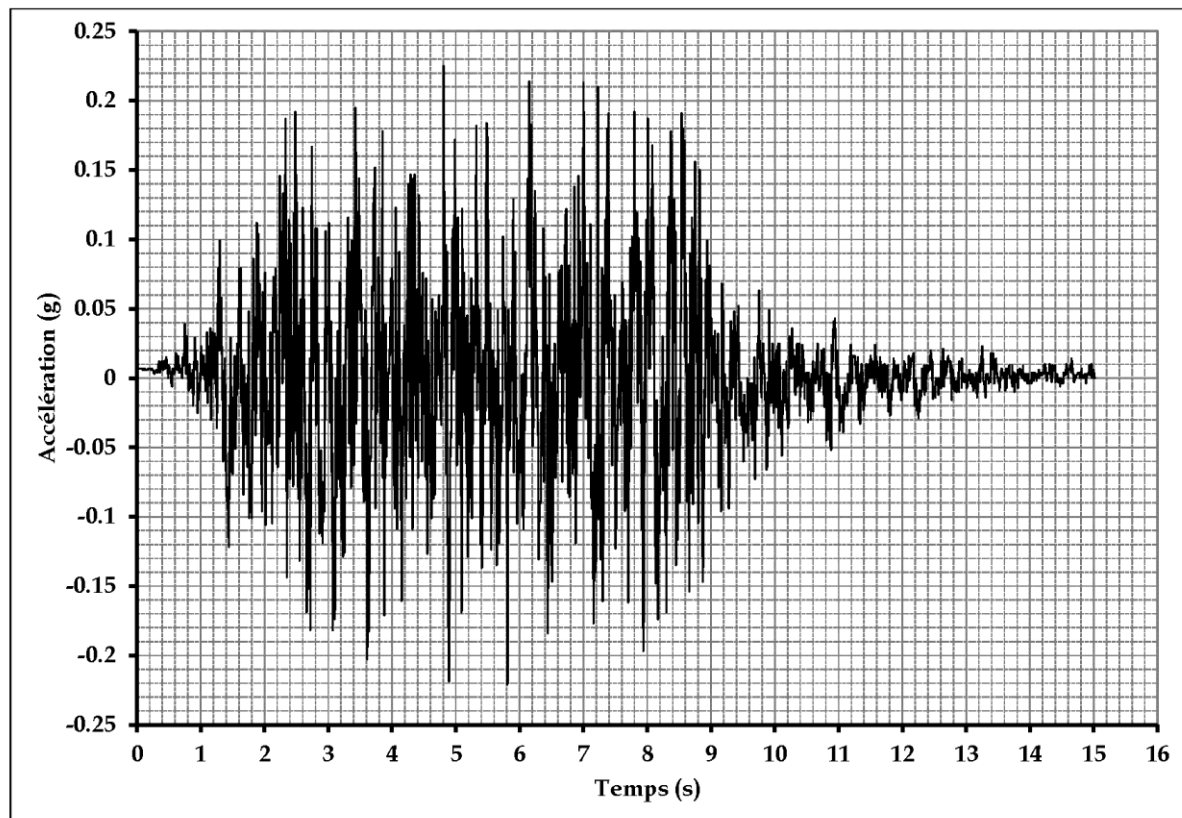


Figure 4-10: Accélérogramme utilisée dans l'analyse.

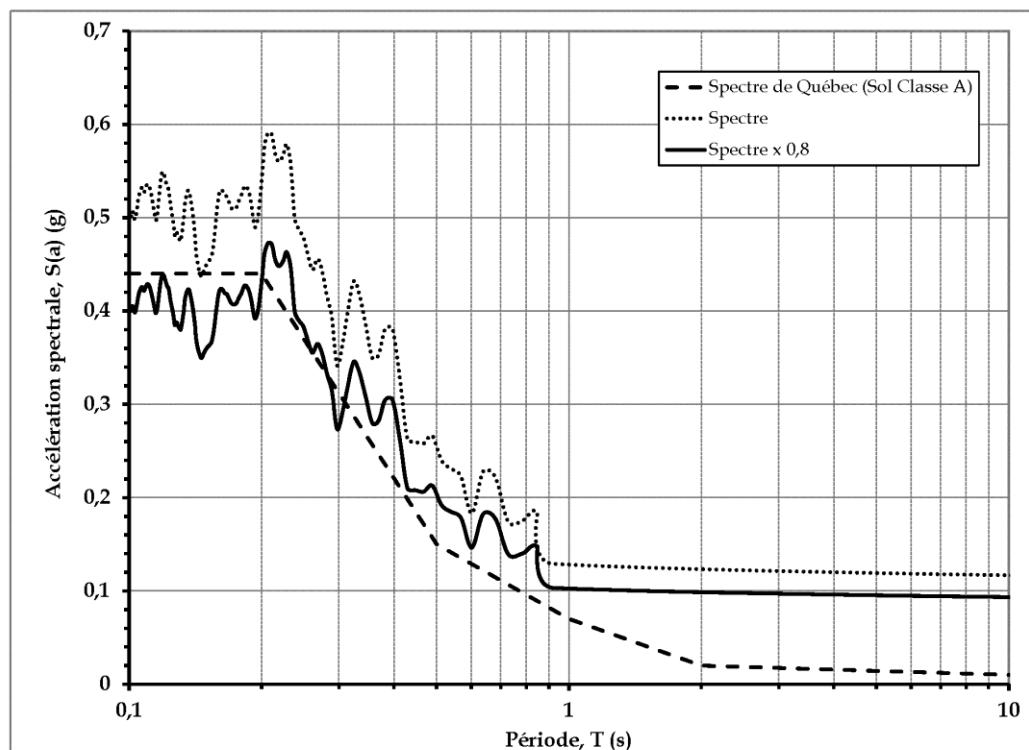


Figure 4-11: Spectre de réponse de l'accélérogramme utilisée comparé avec le spectre du sol de classe A de la région de Québec fourni par le CNB 2005.

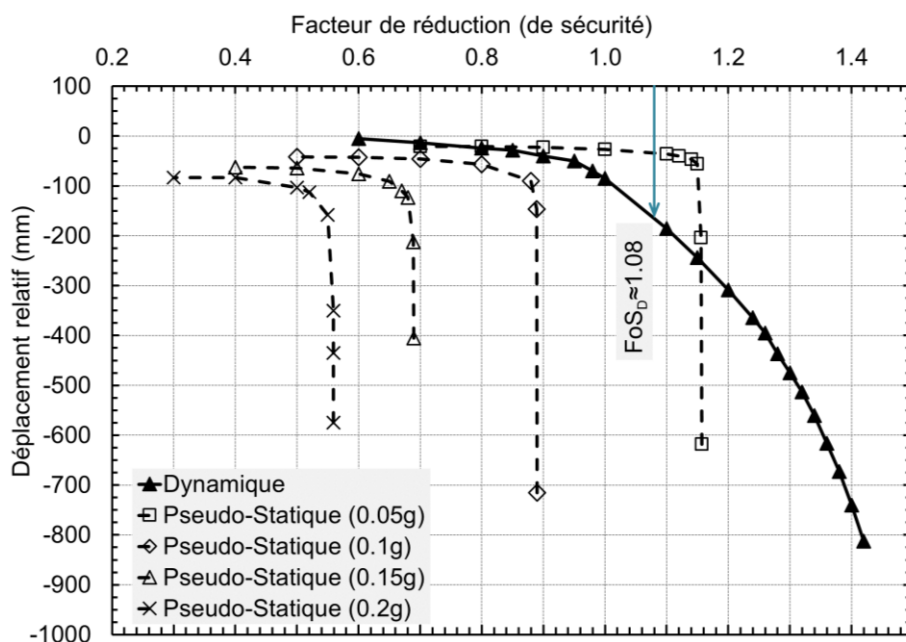


Figure 4-12: Comparaison entre les courbes de déplacement relatif de l'analyse dynamique et l'analyse pseudo-spectrale.

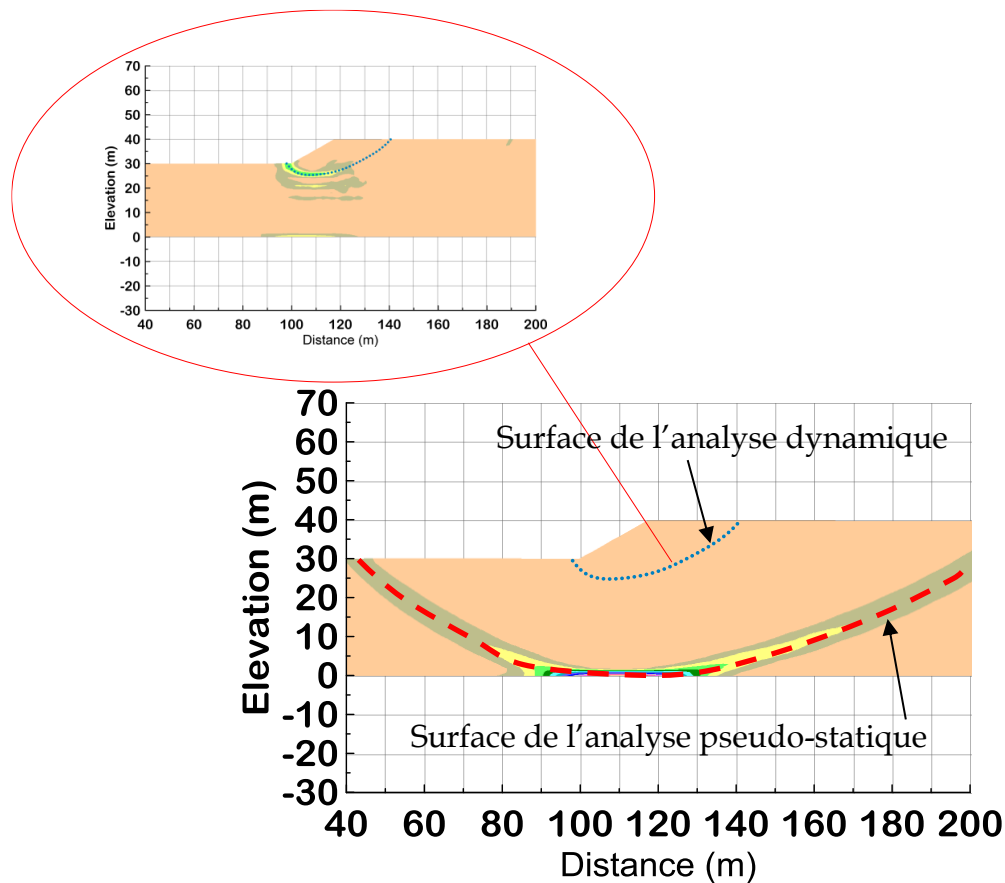


Figure 4-13: Exemple qui montre une comparaison entre la surface de rupture obtenue de l'analyse pseudo-statique conventionnelle et la surface de rupture obtenue pour la même pente de l'analyse dynamique.

4.5.5 Analyse pseudo-statique spectrale

À partir des résultats préliminaires des analyses dynamiques et pseudo-statiques conventionnelles qui ont été présentés dans les rapports et les articles de (Karray et Ghobrial 2011, 2013, Ghobrial et coll. 2015, Karray et coll. 2015), il était évident que l'utilisation d'un coefficient sismique constant (tel qu'utilisé dans la méthode pseudo-statique) donne des surfaces de rupture irréalistes par rapport aux surfaces obtenues de l'analyse dynamique.

Il est donc nécessaire de développer une formule pour le coefficient sismique qui prenne en compte géométrie de la pente ainsi que les propriétés dynamiques du sol.

Des analyses pseudo-statiques spectrales ont été réalisées dans le but de trouver un coefficient sismique conduisant au même facteur de sécurité et à la même surface de glissement que l'analyse dynamique, et ce, en développant une formule du coefficient sismique qui tient compte de la hauteur du talus ou de dépôt ainsi que les propriétés du séisme. Il a été trouvé que la force pseudo-spectrale varie avec la hauteur du dépôt de telle sorte qu'elle est minimale au niveau du roc (coefficient sismique k_{ho}) et elle augmente jusqu'à la surface. Elle dépend aussi de l'accélération maximale appliquée au roc. Un exemple des résultats obtenus est présenté à la figure 4-14 qui montre la courbe de déplacement relatif de l'analyse dynamique comparée aux celles de l'analyse pseudo-statique spectrale, et ce, dans le but de trouver le coefficient sismique au niveau du roc et qui donne le même facteur de sécurité. Aux figure 4-15, 4-16, 4-17 et 4-18, la surface de rupture dynamique est tracée sur la surface de rupture obtenue de l'analyse pseudo-statique spectrale (la déformation au cisaillement), et ce, pour le cas d'une pente de 1,75H :1V et pour $H_D = 5, 10, 20$ et 30 m. De ces figures, on peut remarquer qu'en variant le coefficient sismique avec la profondeur (l'analyse pseudo-statique spectrale), on a obtenu des surfaces de rupture qui ressemblent à celles de l'analyse dynamique.

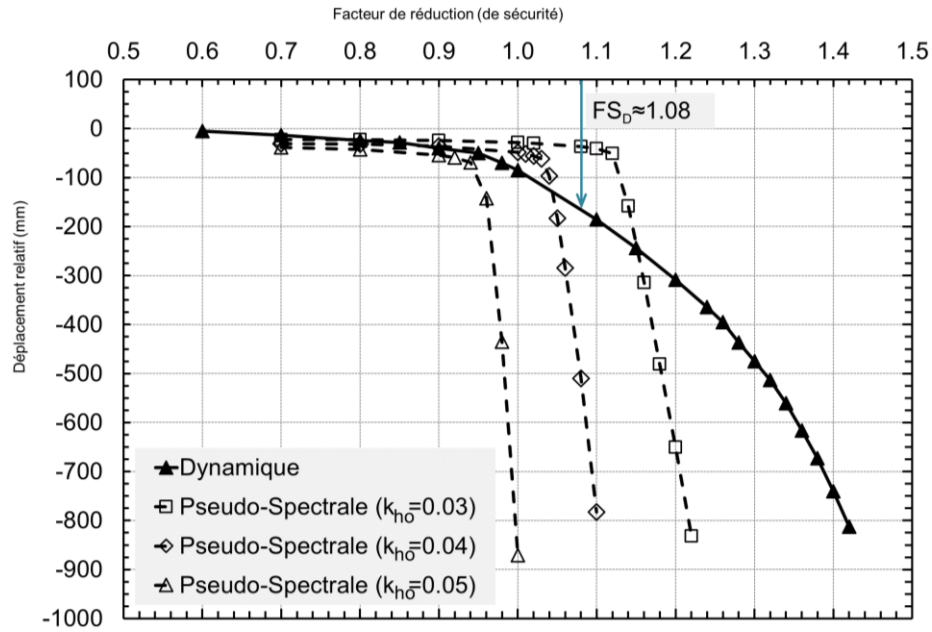


Figure 4-14: Comparaison entre les courbes de déplacement relatif de l'analyse dynamique et l'analyse pseudo-spectrale.

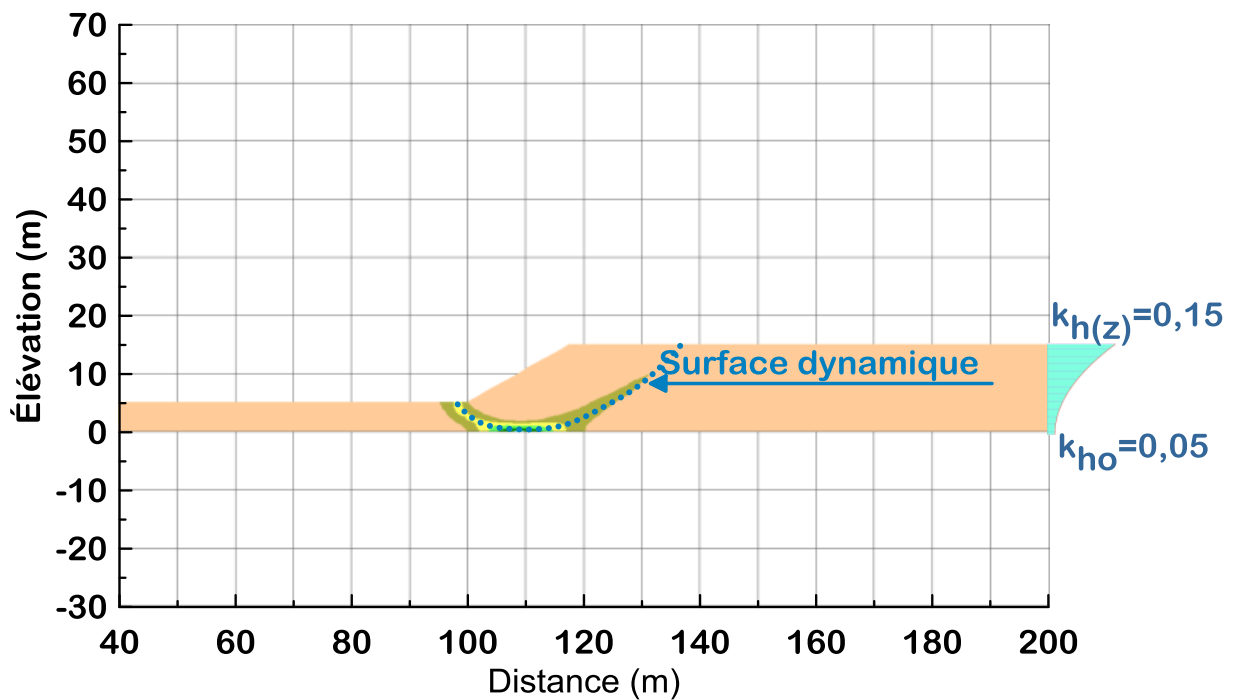


Figure 4-15: La surface de rupture résultant de l'analyse dynamique tracée sur celle obtenue de l'analyse pseudo-spectrale (pente 1.75H :1V et $H_D = 5$ m)

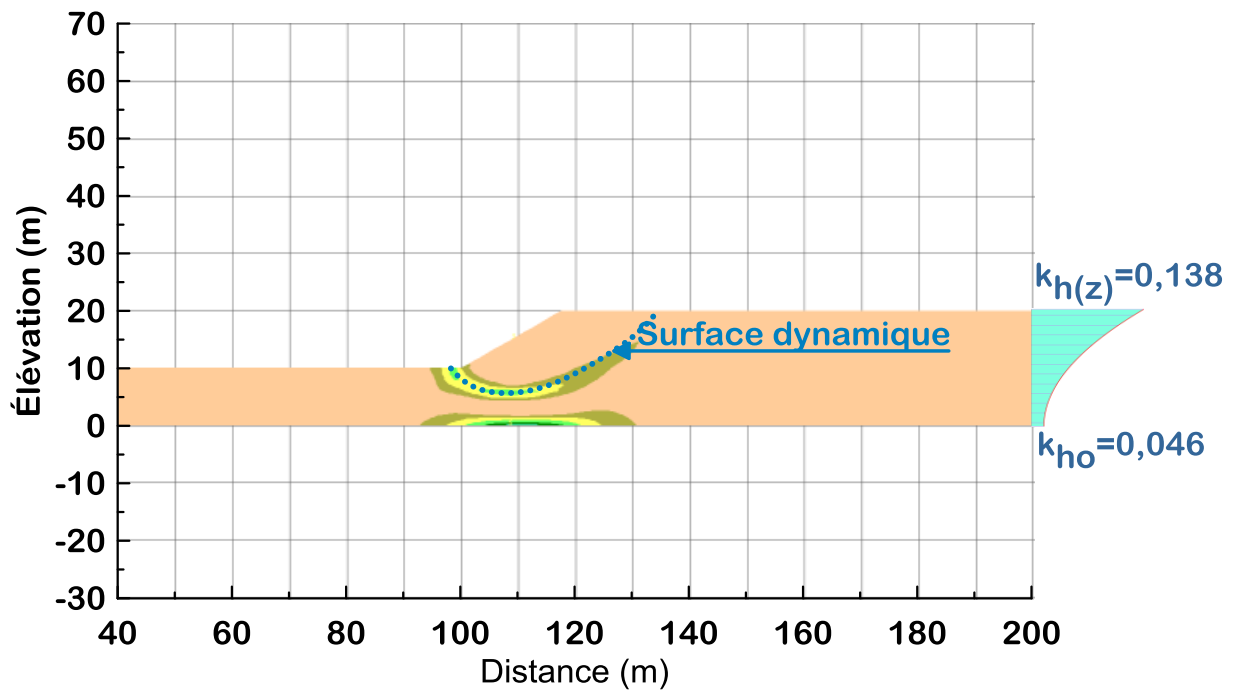


Figure 4-16: La surface de rupture résultant de l'analyse dynamique tracée sur celle obtenue de l'analyse pseudo-spectrale (pente 1.75H :1V et $H_D = 10$ m)

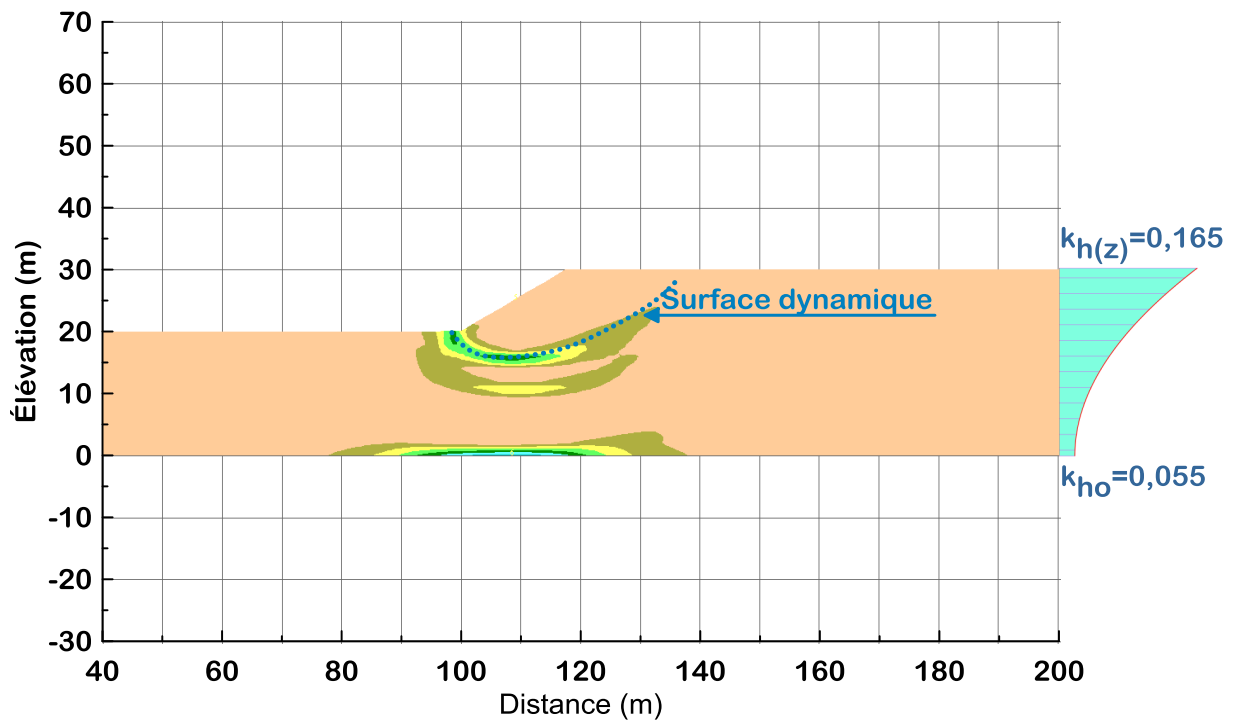


Figure 4-17: La surface de rupture résultant de l'analyse dynamique tracée sur celle obtenue de l'analyse pseudo-spectrale (pente 1.75H :1V et $H_D = 20$ m)

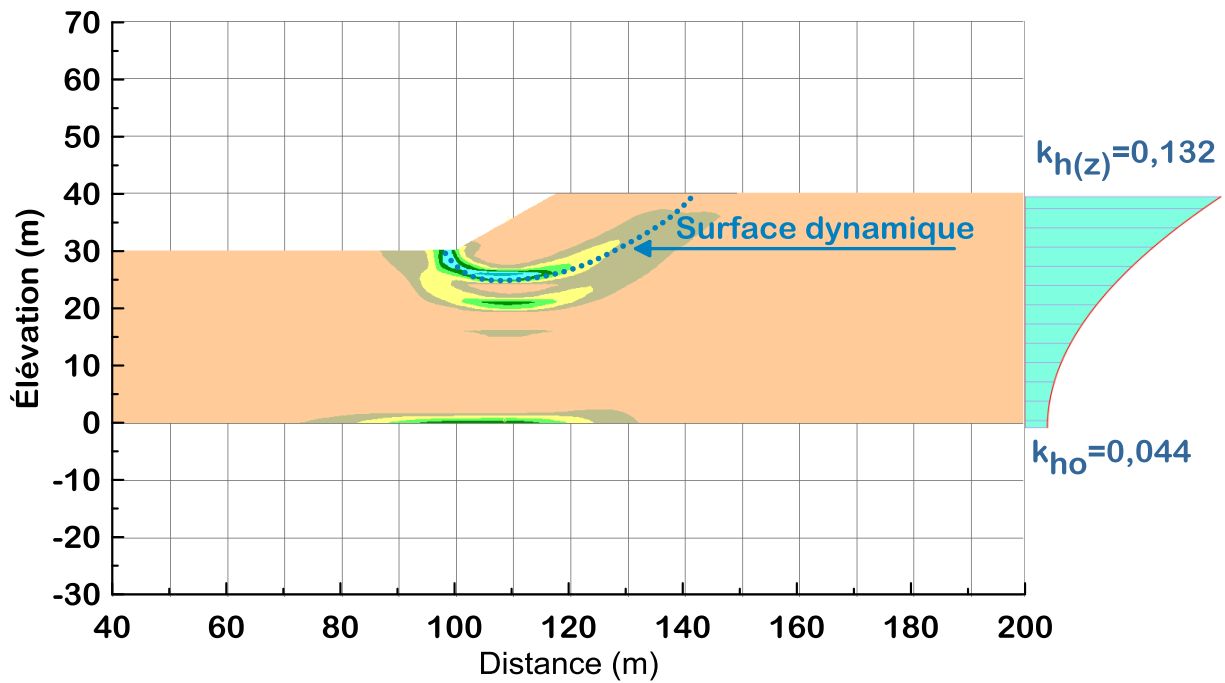


Figure 4-18: La surface de rupture résultant de l'analyse dynamique tracée sur celle obtenue de l'analyse pseudo-spectrale (pente 1.75H :1V et $H_D = 30$ m)

CHAPITRE 5

NOVEL SPECTRAL PSEUDO-STATIC METHOD FOR DYNAMIC CLAYEY SLOPE ANALYSIS

5.1 Avant-Propos

(a) Auteurs et affiliation

Fady Ghobrial : étudiant au doctorat, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

Mourad Karray : professeur, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

Catherine Ledoux : Ingénieur au ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports

Marie-Christine Delisle : Ingénieur au ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports

(b) Date de soumission

27 décembre 2016 (la première fois)

(c) Revue

Computers and Geotechnics Journal

(d) Titre français

Une Nouvelle méthode pseudo-statique spectrale pour l'analyse dynamique de pente argileuse

(e) Contribution au document

Cet article représente le chapitre 5 de la thèse dans lequel le développement de la méthode pseudo-statique spectrale est présenté.

(f) Résumé français

La méthode pseudo-statique est considérée comme une méthode utile et simple pour l'analyse de la stabilité de la pente sismique, bien qu'elle comporte certaines lacunes. L'inconvénient le plus important est l'utilisation d'un coefficient constant dans toute la hauteur du talus. Cette étude a pour but d'examiner l'effet de l'utilisation d'un coefficient constant sur la surface de rupture et par conséquent de développer une formule pour considérer la variation du coefficient sismique pour simuler l'analyse dynamique en conservant les avantages de la méthode pseudo-statique. Cette formule donne des surfaces de rupture plus réalistes que l'utilisation d'un coefficient sismique constant.

Note : À la suite des corrections demandées par les membres du jury, le contenu de cet article diffère de celui qui a été soumis à la première fois.

Abstract

The pseudo-static method is considered a useful and simple approach for seismic slope stability analysis, although it involves some deficiencies. The most important lack is the use of a constant coefficient all over the sliding mass. This study aims to examine the effect of using a constant coefficient on the failure surface and consequently to develop a formula to consider the variation of the seismic coefficient to simulate the dynamic analysis keeping the benefits of the pseudo-static method. This formula gives more realistic failure surfaces than using a constant seismic coefficient.

Keywords: pseudo-static, seismic coefficient, dynamic analysis, slope stability, shear resistance

1. Introduction and background

The fundamental requirement for stability of slopes is that the shear strength of the soil must be greater than the shear stress (either static or dynamic). On that ground, failure chiefly occurs when the shear strength is less than the stress required for equilibrium. This condition can be achieved through either a decrease in the shear strength of the soil or an increase in the shear stress required for equilibrium. One of the several processes that can lead to instability is the earthquake shaking. Earth slopes are subjected to horizontal and vertical earthquake-induced forces.

There are four methods used in the earthquake analysis of slope stability: The pseudo-static approach – Newmark's displacement method – Post-earthquake stability [1-5] – Dynamic analysis using the finite element method [4,6]. The next review will be limited to the pseudo-static approach and few elements of Newmark's displacement approach.

In early fifties, Whitman presented to Don Taylor an analytical scheme to evaluate the displacement of a rigid block of soil subjected to a momentarily shear stress, due to a ground motion, exceeding the shear strength of the soil [7]. A decade later, Newmark further developed Whitman's concept [7,8]. The purpose of Newmark's method [9] is to estimate the permanent deformation of the slope. The sliding mass is idealized as a rigid block on an inclined plane, which slides on it whenever the shearing resistance of the contact is overcome by inertial force due to shaking. The magnitude of permanent displacement depends on: the horizontal yield acceleration, the peak ground acceleration, the length of time, and the number of acceleration pulses. The time history of the seismic event was assumed to be known and rigid-plastic behavior of the embankment during the earthquake was also assumed. Many equations were based on this concept like the methods of Makdisi and Seed [10], Ambraseys and Menu [11], Baziar et al. [12], and Bray and Travarasrou [13].

The pseudo-static approach is one of the earliest procedures used in investigating the seismic stability of slopes, in which the vertical component of the earthquake

acceleration is usually neglected and simply the horizontal component is considered. Sano (1906) was probably the pioneer of the pseudo-static approach [14,15]. However, since 1950 Terzaghi is widely considered the first to explicitly apply it to the analysis of seismic slope stability [16,17]. In the twenties, the concept of replacing the seismic effect by a horizontal and/or a vertical accelerations was used in the analysis of the seismic stability of earth structures [16]. Applying the pseudo-static force in the center of gravity of the entire sliding soil mass as proposed by Terzaghi (1950) would be true only if the accelerations were constant over the entire soil mass, which they probably are not [2]. Moreover, the selection of the pseudo-static coefficient, k_h is based on judgment and experience of slope behavior during past earthquakes. This approach accordingly lacks a rational basis for choosing the seismic coefficient and it did not take into account the possible loss of strength and stiffness of the soil during the earthquake [8,18]. Seed [19] gave a few examples where the pseudo-static analysis was used giving a factor of safety higher than one, though, partial or total failure occurred, e.g. the total failure of Sheffield dam ($k_h=0.1$ and the calculated factor of safety=1.2). The occurrence of such failures confirms the deficiency of the constant pseudo-static coefficient concept to predict the seismic stability [19]. However, the method provides a good useful way of investigating the stability of slopes under seismic loads, especially for soils which are not expected to lose a significant amount of their strength, because it is simple and the factor of safety is calculated as in conventional stability problems [2,14].

In 1950, Terzaghi proposed approximate values for k_h : 0.1 for severe earthquake, Rossi-Forel scale IX (Partial or total destruction of buildings); 0.25 for violent, destructive earthquake, Rossi-Forel scale X (Great disaster, ruins, disturbance of the strata, fissures in the ground, rock falls from mountains); and 0.5 for catastrophic earthquakes [17]. Ambraseys [20] was likely the first to suggest a rational basis for selection of seismic coefficients based on elastic response analyses of the embankments [8,20]. Ambraseys emphasized that earth dams are neither rigid nor perfectly elastic bodies. Hence, their seismic response increases with elevation, which was concluded from field

observations and experiments [20]. The USSR code of 1957 proposed a variable coefficient, which is function of the geometry of the earth dams, the critical damping and the spectral intensity [20]. Makdisi and Seed [10] proposed a coefficient ranging between 0.1 and 0.15 calculated based on an acceleration multiplier of 0.5 and 0.2, and reference acceleration of 0.2g and 0.75g, respectively; and to reduce the used shear strength by 20%. Based on the seismic four-zone map of the United States published by Algermissen [21], the coefficient varies between 0 and 0.27 [21,22]. In 1970, the US army corps of engineers published a map arranging the USA and Puerto Rico in five zones according to the damage probability; the coefficient ranges between 0 and 0.15 [23]. Seed [19] mentioned that in the United States, the values are typically between 0.05 and 0.15 and in Japan the values have been less than 0.2. He also provided the design seismic coefficient used in many earth dams across the world; the coefficient varies between 0.1 and 0.15 except in Chili where its maximum value reached 0.2 and the resulting factor of safety ranges between 1.0 and 1.5 [19]. Marcuson III and Franklin [24] proposed, based on their experience, that k_h ranges from one-third to one-half the maximum acceleration to which the embankment might be subjected including all possible amplification of the bedrock acceleration by the foundation or the embankment to ensure a factor of safety greater than 1. Hynes-Griffin and Franklin [25] stated that the value of k_h usually ranges between 0.05 and 0.20. They also proposed to use a pseudo-static seismic coefficient analysis to form a distinction between dams that are evidently safe against earthquake-induced failure and dams requiring further analysis. Hence, using permanent displacement analyses, they provided a rational basis for choosing the value of the seismic coefficient [25]:

- a. Carry out a conventional pseudo-static analysis using a coefficient equals to one-half the peak bedrock acceleration;
 - b. Use an undrained shear strength envelope for low-permeable soils and a composite shear strength envelope for granular soils multiplied by a reduction factor of 0.8;
- and

c. Use a minimum factor of safety of 1.0.

In the state of California, the values vary between 0.05 and 0.15 [4].

According to the US army corps of engineers, the coefficient varies between zero and 0.15 for U.S.A depending on the seismic zone and the expected damage. Roughly, from the aforementioned review, the most used values in U.S.A. range between 0.1 and 0.15. However, According to Day [26], based on other works: a) for small sliding masses, the coefficient equals to $A_{max}(g)$; b) for intermediate sliding masses, the coefficient equals to $0.65A_{max}(g)$; and c) for large sliding masses, use the recommendations of Seed (1979) which are 0.1 and 0.15 for sites near faults capable of generating earthquakes of magnitudes 6.5 and 8.5, respectively [26]. Melo and Sharma [27] evaluated the work done by Hynes-Griffin and Franklin as subjective and proposed to use a horizontal seismic coefficient ranging from 0.4 to 0.45 of the peak horizontal acceleration.

In Japan, the seismic coefficient varies between 0.15 and 0.20 or greater, depending upon the local seismic activity, the importance of facilities, and the local geology or soil conditions [14]. Noda et al. (1975) proposed that k_h equals one-third of $(A_{max}(g))^{1/3}$ [14,28]. On the other hand, earth dams and earth slopes are not perfectly rigid so that the accelerations at all points within are constant and equal to those of the foundation ground. From field observations, it was shown that the acceleration increases with elevation within earth structures and the seismic coefficient must consequently also increase with elevation [20,25]

In general, the pseudo-static method is fairly simple and straightforward. Yet, the difficulty of this method comes from the selection of a congruent seismic coefficient. The seismic coefficient depends on many factors: the intensity of the earthquake, the duration of the seismic event and the frequency content. Day [26] provided some general guidelines in choosing the seismic coefficient: a) the higher the value of the maximum acceleration or the higher the magnitude of the earthquake, the higher the value of the coefficient; b) the value of the coefficient should never be greater than the

ratio of the peak acceleration and the ground acceleration; c) check if there are any rules that require a specific or a minimum seismic coefficient; and d) the larger the slope failure wedge, the unlikely that during the earthquake the entire slope wedge will be subjected to a destabilizing seismic force acting in the out-of-slope direction, so use a lower seismic coefficient [26]. Recent studies for embankment dams either homogeneous or with clay core, an effective value of the seismic coefficient can be estimated from a peak value of the seismic coefficient. This latter is determined from a statistical regression numerical analysis [29]. Andrianopoulos et al. [30] investigated numerically the seismic response of earth dams and tall embankments. They indicated that the peak acceleration at the dam's crest is governed by the characteristics of the dynamic motion, the dam's height and the stiffness of the foundation soil.

The pseudo-static method has points of weakness: The selection of the seismic coefficient depends on judgment and experience which is not considered a rational basis [8] – It cannot be applied to materials that may lose strength during the seismic event [31]. Seed [19] concluded that loose sand above the water table, dense sand, and clays of low degree of sensitivity, in a plastic state have great resistance to sliding during earthquake. During the earthquake of Saguenay 1988, nine slope failures were recorded: seven of which are in granular materials and two slope failures occurred in sensitive clayey soils [32]. Andrianopoulos et al. [30] indicated that there is no current methodology in estimating the pseudo-static coefficient that accounts for all significant problem parameters.

In the pseudo-static method, the failure surface is first determined from static stability analysis and it is presumed that the same failure surface would be developed under seismic condition. However, the use of the constant coefficient, k_h , pseudo-static method in the finite element or finite difference codes, in which the failure surface is automatically determined, may lead to erroneous failure surfaces [33,34]. These numerical-obtained surfaces are usually deeper and larger than the real failure surfaces

and it may give a very low factor of safety in some cases and in some other cases, a minimum factor of safety cannot be reached [35].

This paper re-evaluates primarily, based on numerical analysis, the reliability of using the pseudo-static method for natural clayey slope stability analysis. This point is covered partially by the authors [33,36] and presented herein briefly in the results. From previous studies and remarks by other researchers (Ambraseys [20], Seed [19], Wu et al. [35], Towhata [14], Akhlaghi and Nikkar [37], Andrianopoulos et al. [30]) as well as the findings by the authors, there is no sound methodology to choose the seismic coefficient that considers different element of the seismic problem. Thenceforth, this paper examines the possibility to improve the choice of the pseudo-static coefficient by the development of a straightforward analytical method that considers the characteristics of earthquake on the stability of clayey slopes as well as the dynamic characteristic of the soil deposit and the geometry of the slope.

2. Geometry of the model and soil properties

An extensive parametric study, using the finite difference code FLAC6, was made on a clayey slope similar to the one shown in Figure 1. The parametric study considered three different slopes: 1.75H: 1V, 3H: 1V and 6H:1V. For each slope, three slope heights were studied: 5 m – 10 m – 15 m, except for the slope 1.75:1 were the 15 m height has not been considered due to instability in the static case. In addition, four deposit thicknesses, ranging from 5 m to 30 m, were considered. All slopes were analyzed statically, dynamically and pseudo-statically. Figure 1 depicts an example of the model used in the analyses and shows as well the basic characteristics of the slope (dimensions, the limits, the mesh, how the soil properties vary). On this figure, H_s is the height of the slope; H_D is the thickness of the soil deposit and H_t is the total height. By lack of space and to be limited by the objectives of this paper, all cases of the slope 1.75:1 and only one case of the slope 3:1 being the case of slope height equals to 10 m will be presented.

The slope and the underlying deposit are divided into 5 m thick sub-layers. The properties of each sub-layer are constant. As discussed later in details, the Mohr-Coulomb constitutive model has been used. The parameters of a Mohr-Coulomb model are: the density, ρ , the cohesion, c , the friction angle, $\varphi = 0$, the elastic modulus, E , and the Poisson's ratio, ν . The latter two parameters can be replaced by the bulk modulus, K , and the shear modulus, G . Locat and Beauséjour [38] analyzed 28 samples coming from 20 different sites in the lowland of Saint-Lawrence and from Saguenay. They established the correlations, presented by equations 1 and 2, between the undrained shear strength determined by the unconfined compression test and the shear wave velocity and the maximum shear modulus respectively:

$$V_s(\text{m/s}) = 17.2c_u^{0.487}(\text{kPa}) \quad (1)$$

$$G_o(\text{MPa}) = 0.379c_u^{1.05}(\text{kPa}) \quad (2)$$

In all the study, the cohesion of the first sub-layer is 25 kPa and is increased by 5 kPa in the underlying sub-layers. This increase of the undrained shear resistance ensures that the deposit becomes normally consolidated, if water table is considered on surface, at a depth ranging between 30 m and 50 m below the top of slope according to the proposed formula by Jamiolkowski et al. [39] that relates the overconsolidation ratio, the undrained shear strength and the effective overburden stress. Despite this increase can be somehow considered low, it helps to have deeper failure surfaces and by the way correspond to the most unfavorable situation. From the cohesion, values of shear wave velocity, V_s , and the shear modulus were determined by equations 1 and 2, respectively. The density is therefore determined by the elastic relationship between the maximum shear modulus and the shear wave velocity $G_{max} = G_o = \rho V_s^2$. Finally, the bulk modulus was calculated so that the Poisson's ratio is close enough to 0.5. Table 1 summarizes the properties of each layer in the whole slope.

3. Numerical Analyses

3.1 Numerical model

FLAC6 is a 2D finite difference code used in this study to analyze the behavior (static and dynamic) of the previously outlined clayey slope. This code is also used in this study in order to answer several questions related to the very basis of the pseudo-static method and also as a tool to allow the development and validation of the proposed spectral pseudo-static method. The Mohr-Coulomb failure criterion with an elastic-perfectly plastic soil model has been adopted to describe the behavior of cohesive soil under static and pseudo-static loadings. In the dynamic case the soil is described by an elasto-plastic constitutive law as shown in Figure 2c and which will be detailed later. In this study, the authors are preoccupied essentially by the plastic passage (failure). Therefore, the static, conventional pseudo-static and dynamic analyses were carried out using the same method and the same soil resistances. As the dynamic condition is a short-term stability problem, total stress analysis was adopted for all types of analysis. However, in the case of dynamic analysis the shear modulus of soil was degraded using constitutive model SIG4 capped by the Mohr-Coulomb failure criteria. SIG4 model is a sigmoidal degradation curve developed by FLAC in which the secant modulus is related to the logarithmic strain using 4 parameters. The values of the four parameters are adjusted to reflect the plasticity index of the soil. Obtaining these necessary parameters for the definition of this model is performed by a trial and error process, by varying the four constants describing the sigmoidal model. The values shown in Figure 2c correspond to constants that allow obtaining a degradation G/G_{max} and damping ratio curves corresponding to those obtained by Vucetic and Dobry [34] as in Figure 2a and Figure 2b. For clay, these curves are usually based on the plasticity index. A plasticity index of 30% was considered in this study (Figure 2). Moreover, a Rayleigh damping of 0.002 was used to avoid low-level oscillations and to ensure the stability of numerical process [40].

The use of the finite difference method along with numerical modelling as an analysis approach in slope stability problems has many advantages. These advantages can be summarized as follows:

-
- a. no hypothesis is made with respect to the shape and position of the rupture surface.
 - b. no assumption is made as to the direction of forces in the dynamic analysis.
 - c. It gives accurate information about the loading level if the soil parameters are accurately defined.
 - d. It allows to see the progress of the rupture of the structure or the foundation.

The global approach used in this work is to determine a reduction factor of the soil resistance (c_u and $\tan \varphi$) of the slope to lead to failure. The proposed approach has already been validated by Karray et al. [41]. It is important to note that the use of undrained shear resistance without any reduction and total stress analysis is legitimate in the case of clayey slope subjected to seismic load. Duncan et al. [3] signify that the pseudo-static analysis procedures are appropriate only for cases involving soils that do not lose significant strength (no more than 15 to 20 %) during an earthquake. They also indicate that strength losses of no more than 15-20% can be safely ignored because most of soils that are subjected to undrained loading at the rates imposed by earthquakes will exhibit strengths that are 20 to 50 % higher than the shear strength measured in conventional static loading tests [3].

Considering the dynamic analysis, the boundaries should be placed at adequate distances to minimize wave reflections. Hence, for all analyses, the boundaries of the model are taken at 100 m from the toe and the head of the slope (Figure 1). The boundary conditions used in the initial state for all the analyses are: the vertical limits are fixed horizontally and the horizontal boundary at the base of the model is fixed both horizontally and vertically. For the dynamic analysis, although the boundaries are distant enough, the free-field condition developed by FLAC is used. The free-field technique developed by FLAC involves the execution of a one-dimensional free-field calculation in parallel with the main grid to simulate an extended medium [40]. The lateral boundaries of the main grid are coupled to the free-field grid by viscous dashpots to eliminate the distortion of waves propagating upward at these boundaries [40]. As for the mesh, the mesh height is recommended to be $\frac{1}{4}$ to $\frac{1}{25}$ of the slope

height [18]. Hence, a general one-meter four-nodded square mesh is used in the analysis. However, FLAC divides internally each element into four triangular sub-elements [40].

3.2 Static analysis

The static analysis was carried out in order to ensure that the slope is stable under normal condition. This doesn't mean that the slope is stable under the dynamic condition. Static stability analysis was carried out using the undrained shear parameters for the purpose of, on one hand, comparing its results with the subsequent analyses and on the other hand to evaluate the method used in estimating the factor of safety. A module to calculate the factor of safety for slope stability analysis under static condition has already been integrated into FLAC. This module uses the shear strength reduction method to determine the factor of safety. However, since this module cannot be used to estimate the factor of safety in other types of analysis, the shear strength reduction method was manually applied following this procedure: a) for the same slope, any analysis is carried out many times using a reduced/amplified cohesion; b) the relative horizontal displacement between two arbitrary points is determined. The two chosen points are a point in the mid-slope and the corresponding point at the bedrock; c) plot the relative displacement as a function of the reduction factor; and d) a significant and sudden variation in the relative horizontal displacement corresponds to the sought factor of safety. This significant and sudden change in the relative displacement was observed in all types of analysis except the dynamic analysis where the change is more or less smooth. Moreover, the factor of safety is linked to the development of the failure surface, so the creation of the failure surface is examined throughout the shear strength reduction analysis. The aforementioned approach was found to properly estimate the factor of safety [33,41].

The static analysis was completed using the previous procedure and the obtained slip surfaces and factors of safety were verified using the built-in module. The factors of safety are presented in table 2. An example of the relative displacement curves of the

static analyses are presented in Figure 3a. In the case of slope 1.75H:1V and for $H_S=5$ m and 10 m, the curves of the four soil deposit thicknesses are superimposed giving the same factor of safety, because the slip surface is almost the same. For the slope 3H:1V, $H_S=10$ m (Figure 3a), the depth of the slip surface is about 10m below the toe of the slope for $H_D=10$ m, 20m and 30m; while it passes tangentially to the bedrock in $H_D=5$ m. This procedure including dynamic analysis has been validated by Karray et al. [41].

3.3 Dynamic Analysis

The stresses induced by an earthquake generate inertial forces of cyclical nature in the slope. Thus, the shear strength may be reduced due to transient loading or due to the generation of excess pore pressure. In the same time, due to dynamic loading the undrained shear strengths generally increases by 20 to 50% (especially for clayey soils) compared to the shear strength measured in conventional static loading tests [9]. Seismic analysis of slopes is complex because there's a need to consider the effect of the dynamic stresses induced by the earthquake, and the effects of the additional stresses on the strength and the stress-strain behavior of the soil. Seismic analysis can be divided into two groups: the analysis of inertial instability and the analysis of shear resistance degradation induced by dynamic forces. In the first, the shear strength remains relatively constant, but the strains develop due to temporary exceedance over this resistance. In the other type of analysis, the earthquake may induce a decrease in soil resistance so that it can no longer be stable under the effect of induced seismic constraints. No decrease in strength (static) was considered in this study which deals with clay slopes i.e. the shear strength has remained constant during the analysis (no degradation in shear resistance). Otherwise, the analyses were performed by considering the degradation of the shear modulus, G , and the increase in damping ratio. This hypothesis can be considered realistic insofar as we try to develop a pseudo-static method based on the limit state. It is important to note that cyclic tests performed on the clay samples at deformations γ_{cyc} of less than 1.5% (as presented by Matasović

and Vucetic [42]) do not generally show significant increases in inertial pressures following application of 15 to 30 regular cycles when these clays have degrees of over-consolidation greater than 2 [42]. An earthquake compatible with the seismicity of the Quebec region generally involves a number of equivalent cycles of less than 20-30 cycles. For clay deposits with OCRs greater than 1.5-2 (the upper part of the slope), the assumption of no resistance reduction is therefore very realistic.

The soil stiffness, G_{max} considered is based on the V_s profile determined from equation 1. In conventional dynamic analysis, due to distortions, γ , associated with vibration, the response of the deposit is not elastic and shear moduli are generally reduced depending on the distortion using G/G_{max} degradation curves (Figure 2).

The dynamic analysis was preliminary conducted on a sample slope using six earthquakes (Figure 4) compatible with the seismic region of Quebec City (Figure 5), in order to compare the factor of safety as well as the failure surface produced from all of them. In the first place, the spectrum corresponding to each earthquake plotted versus the design spectrum of Quebec City provided in the national building code, NBC 2005. From this plot it was obvious that all spectra must be multiplied by a factor so that they match the design spectrum (Figure 5). The input of the design spectrum of Quebec City provided in the national building code, NBC 2005 are: $S_a(0.2)=0.59$ - $S_a(0.5)= 0.30$ - $S_a(1.0) = 0.14$ - $S_a(2.0)=0.048$ - $PGA=0.37$. The first earthquake presented in Figure 4a is a synthetic earthquake generated using the conditioned earthquake ground motion simulator SIMQKE [43,44]. This earthquake is used in the whole parametric study based on the next results. Comparing failure surfaces from the six-investigated earthquake with the one of SIMQKE, it is palpable that the shape of the slide surfaces is almost identical (Figure 6). On the other hand, the factor of safety varies between 1.1 and 1.14; the percent difference does not exceed 4%.

An example of the relative displacement - reduction factor curves are depicted in Figure 3. The factor of safety was determined for both slope's inclination for the twelve cases and the values are presented in table 2. It can be noticed the abrupt change and

dramatic increase in the relative displacement indicating the occurrence of the failure in the static case, while in the dynamic analysis, the change is more or less smooth. As the minimum reduction factor leading to the failure is not directly identifiable in the dynamic analysis, the factor of safety is determined by constructing two tangents: one to the first segment of the curve and the other one to the lower segment of the curve. Both segments are almost straight lines. The bisector is then drawn intersecting the curve at a point. This point is considered where the failure approximately occurs.

3.4 Conventional pseudo-static analysis

A conventional pseudo-static analysis (constant k_h) was also conducted using four different accelerations: 0.05g-0.1g-0.15g-0.2g. The purpose of examining more than one value in the conventional pseudo-static analysis is: 1) to determine the value of the constant seismic coefficient corresponding to the accelerogram used in the dynamic analysis and giving the same factor of safety; 2) to study the effect of changing the constant seismic coefficient on the developed failure surface [36]. Only the curves of relative displacement-reduction factor of the four accelerations of the slope 3:1 ($H_s = 10$ m and $H_D=5$ m) are shown in Figure 3b. From this figure, the constant seismic coefficient giving the same dynamic factor of safety is about 0.06. This value is generally less than the most common used values.

Wu et al. [35], Karray et al. [41], Karray and Gobrial [33] and Ghobrial et al. [36] demonstrated that the use of a constant seismic coefficient gives a discordant failure surface compared to the dynamic failure surface.

4. Spectral pseudo-static analysis

Based on the results of the dynamic and conventional pseudo-static analyses and according to the USSR code of 1957, Ambraseys [20], Towhata [14] and Ghobrial et al. [36], the use of a constant seismic coefficient is not practically correct. The proposed variation was either linear or segmental. From the dynamic analyses, a spectral acceleration profile was plotted at five sections, being at the top of slope, the middle of

the slope, the bottom of the slope, the mid-distance between the top of the slope and the right vertical boundary of the model, and the mid-distance between the bottom of the slope and the left vertical boundary (Figure 7). These profiles are illustrated in Figure 8 for the slope 1.75:1 and the slope 3:1. The profiles shown are for $H_s=10\text{m}$ and $H_D=10\text{m}$. To determine these profiles: 1) The natural period is determined numerically (using FLAC) using the elastic theory and the boundary conditions of an elastic column in shear [40]. The average natural period (at each vertical section) is calculated using the dynamic response (by applying a dynamic time and by recording the velocity in the soil) [40]; 2) then the time-acceleration profile (accelerogram) is determined at each point along the vertical sections; 3) the response spectrum of this accelerogram is determined using an in-house software; 4) using previously-determined natural period of each point, the spectral acceleration is obtained; and 5) the spectral acceleration profiles are plotted (Figure 8a and Figure 8c). However, the dynamic response of the slope is dominated by the dominant natural frequency (or the dominant natural period), so the spectral acceleration was also determined at this dominant natural frequency for each slope (Figure 8b and Figure 8d). The variation of the spectral acceleration follows more or less a transcendental function. In response to this finding, a spectral pseudo-static analysis has been performed aiming at developing a formula for a variable seismic coefficient leading to the same factor of safety and nearly the same slip surface of the dynamic analysis. This formula shall take into account the geometry of the slope as well as the dynamic properties of the seismic ground motion. Also, it can be noticed that the inertial force varies with the thickness of the deposit in such a way that it is minimal at the bedrock and increases gradually to its maximum at the surface, which is in concordance with previous propositions. It also depends on the maximum acceleration applied to the bedrock.

The authors examined different formulae to model the trend of the variation of the spectral acceleration as in Figure 8 [33,45]; thus, the simplest and most practical form can be given by equation 3.

$$k_h(z) = k_{h0} \left(1 + a \left(\frac{z}{H_t} \right)^2 \right) \quad (3)$$

Where k_{h0} is the seismic coefficient at the bedrock (initial value); H_t is the total height of the slope and the thickness of the deposit; a and b are two coefficients that affect the shape and the position of the slip surface; and Z represents the variation of the height measured from the presumed bedrock. It was found that a equals to 6 for $H_s=5$ m and to 2 for $H_s=10$ m; and b equals to 2. a and b are equal to 2 in the case of slope 3:1.

This variable coefficient is then multiplied by the mass of each element in the model to obtain the seismic force to be applied in favor of the instability of the slope. The magnitude of $k_{h(z)}$ influences the intensity of the force. Hence, different values of k_{h0} were examined in order to have the same factor of safety of the dynamic analysis as well as the same form of the slip surface [33,36]. To ensure to have the same factor of safety, the relative displacement -reduction factor curves of the spectral pseudo-static analyses along with those of the dynamic analysis are plotted altogether (figures not included). For each case of H_D , three values of k_{h0} were examined. In the case of the slope 1.75H:1V, three values of k_{h0} were used in the five-meter slope height: 0.015, 0.02 and 0.025. While in the case of the ten-meter slope height, the three values used are: 0.02, 0.03 and 0.04 for the five-meter-thick deposit and 0.04, 0.05 and 0.07 for other cases. It has been found that the relation between the value of k_{h0} and the corresponding factor of safety is almost linear and the factor of safety in the spectral pseudo-static analysis decreases as the value of k_{h0} increases as expected. The values of the seismic coefficient at bedrock are determined based on the factor of safety of dynamic analysis, then the values of $k_{h(z)}$ on surface has been determined and they are plotted on Figure 9 against the natural period of the slope. The variation trend of the values follows more or less a polynomial function. From Figure 9, the height of slope influences the trend of $k_{h(z)}$. For example, for $H_s=10$ m, the trend of slope 1.75H:1V is the same as the slope 3H:1V. The percent difference of $k_{h(z)}$ values in the case of the slope 1.75H:1V and

$H_S=5\text{m}$ reaches 70% and in the case of $H_S=10\text{m}$ reaches 17%. While in the case of the slope 3H:1V and $H_S=10\text{m}$ reaches 60%.

4.1 Failure surface

Dynamic slip surfaces are shown in the left column of Figure 10 (slope 1.75:1 and $H_S=5\text{m}$), Figure 11 (slope 1.75:1 and $H_S=10\text{m}$), and Figure 12 (slope 3:1 and $H_S=10\text{m}$). As mentioned before, the development of the failure surface was examined throughout the analyses. In general terms, from the shear strain increments, as shown in the color bar in figure 10, figure 11 and figure 12, the failure occurs at a shear strain of about 1% or greater. The same color scale applies to figure 6, figure 14(a) and figure 15(a). In all the figures, the dynamic surface is drawn in a dotted line in order to compare the dynamic slip surface with the one resulting from the spectral pseudo-static analysis. In the slope 1.75:1 ($H_S=5\text{ m}$), the failure surface passes at a depth of 5 m in all cases of HD. In the case of $H_S=5\text{m}$, although the estimated factor of safety is not constant, it can be considered practically constant (the difference is about 3%) and the failure surface is almost the same in all soil deposit thicknesses and it passes tangentially to the bedrock. The extent of the slide surface in the case of five-meter-high slope is less than the extent in the case of ten-meter-high slope: the extent in the former case is between 15 m and 20 m from the top of slope, and in the latter case, about 25 m. In the left column of Figure 10, it can be noticed, in other cases than the five-meter-thick soil deposit, a second failure surface arises below the first one where the lowest point is almost at 10 m deep, whilst the deepest point of the main slip surface is about 5 m. Furthermore, the shape of the slip surface in the four cases is almost identical. In the last two cases, more failure surfaces are trying to arise from the contact surface between the layers. These secondary failures surfaces are less obvious in the cases of Figure 11. Comparing these results with the one of the slope 3H:1V and ten-meter-high slope presented (Figure 12), the main and secondary failure surfaces in the latter are deeper (10 m and 15 m deep). As of the extent of the surface, the distance between the point of

intersection with the soil surface and the top of the slope is almost the same or greater than the case presented in this paper.

Neither the static surface nor the conventional pseudo-static surfaces are presented in this paper: 1. the static case is of no interest; 2. Karray and Ghobrial [33] and Ghobrial et al. [36] demonstrated the non-effectiveness of the conventional pseudo-static method. In these publications, it was shown that by applying a greater constant coefficient with depth, the failure surface becomes deeper and wider. This is consistent with the finding of Wu et al. [35].

In the right column of Figures 10 to 12, the failure surfaces of the spectral pseudo-static analysis are shown. It is clear that both the dynamic and the spectral pseudo-static surfaces nearly coincide. The secondary failure surface observed in the dynamic analysis emerges as well in the pseudo-spectral analyses.

5. Applicability of the spectral pseudo-static to the limit equilibrium method

In previous sections, the proposed method was developed using the finite difference method and Mohr-coulomb constitutive model. Another objective of this work is to introduce this method into slope stability codes that use the limit equilibrium techniques. To this purpose, a code for slope stability was developed using LabVIEW System Design Software. The developed code adopted the total stress analysis and a factor of safety with respect to moment equilibrium.

The main hypotheses for limit equilibrium analysis are: a) the soil mass is rigid; b) the soil is perfectly plastic; c) The mobilized shear resistance is constant over the failure surface; d) the failure surface is circular; and e) the soil mass is discretized into finite number of slices to take into account the variation of the undrained shear strength with depth.

The sliding mass is divided into n vertical slices as usual in static slope stability methods based on method of slices. Each slice is divided into m horizontal slices to take into account the variation of the seismic coefficient. The discretization of the sliding

mass allows taking into account the variation of the undrained shear strength as well. This principle is shown on Figure 13. The factor of safety is calculated with respect to the moments around the point of rotation. A simplified derivation of both resisting and driving moments is explained on the same figure. The global factor of safety is then calculated using equation 4.

$$FoS_D = \sum_{i=1}^n \frac{c_{ui} \Delta L_i}{\sum_{j=1}^m W_j \sin \alpha_i + \sum_{j=1}^m k_{h(z)j} W_j \cos \alpha_i} \quad (4)$$

In this code, the slope geometry, the profile of the undrained shear strength, the conventional pseudo-static coefficient and the variable form of the seismic coefficient used in the spectral pseudo-static analysis can be input. The critical sliding surface is then determined (the radius of the circle and the coordinates of the point of rotation). The variation of factor of safety in accordance with different radii and point of rotation can also be output.

The static analysis was first performed in order to find the critical failure surface using conventional static slope analysis. Then the conventional pseudo-static analysis was performed in which the vertical component of the inertial force is neglected and only the horizontal component is considered. However, many surfaces were examined in order to find the least factor of safety.

5.1 Validation of the code – Static analysis

To validate the developed code, the static factor of safety is determined for the three inclinations of slope, but only one example will be presented (slope 1.75:1, $H_s=10\text{m}$ and $H_D=20\text{m}$). A comparison between the slip surface obtained from static analysis by FLAC (shear strain increment) and the one obtained using the code shows that both surfaces are practically the same [45]. The factor of safety determined by the developed code is 1.22 compared to the factor of safety of FLAC6 evaluated to 1.23. However, the variation of the factor of safety in regard to the variation of Y coordinate is also checked.

This latter gives sometimes a range of critical surfaces or a different Y position of the critical surface, but the difference between both of them is not significant [45].

5.2 Conventional pseudo-static method

The conventional pseudo-static method was also verified using the developed code by applying a constant horizontal coefficient with depth to the model. According to the seismic zones map provided by *Publications du Québec* [46], the peak rock acceleration in Quebec City region (region 4) is 0.3g which leads to a seismic coefficient of about 0.15. Only the results of the same example are presented herein, being the slope 1.75H:1V with slope height of 10 m and thickness of soil deposit of 20 m. Figure 14b shows the variation of the factor of safety as a function of the Y coordinate of the center of the failure circle. While Figure 14c shows the variation of the X coordinate of the center and the radius of the failure surface. From Figure 14b, it is clear that no minimum factor of safety has been reached and that the radius of failure circle continues to increase attempting to reach the minimum factor of safety. Hence, this means that no equilibrium state can be reached unless the failure surface is deep and very wide (Figure 14a) which is not reasonable. On this account, the use of a constant seismic coefficient is not veracious in finding the equivalent dynamic slip surface.

5.3 Spectral pseudo-static method

Figure 15 shows the result of the limit equilibrium analysis performed using a variable horizontal seismic coefficient on the same slope of previous analyses.

The analyses were performed in such a way that to find: 1) a radius allowing to have a failure surface that passes at a depth greater than 15 m measured from the top of the slope (circle 1) and 2) a radius allowing to have a failure surface that passes at a depth less than 15 m (circle 2). Figure 15b shows that the shallow circle is more critical (factor of safety =0.944) than the deep circle (factor of safety=0.958). This limit equilibrium result conforms to the result of FLAC, either the dynamic analysis (estimated factor of

safety = 0.92) or the spectral pseudo-static analysis presented in Figure 11c and Figure 15.

6. Conclusion

On the basis of the finding that the use of constant seismic coefficient with depth leads to incorrect failure surfaces compared to those obtained from dynamic analysis, a new method with variable pseudo-static coefficient is presented in this paper. This approach is based on the analysis of the variation of spectral acceleration with depth. Comparing the results of the proposed approach indicates that the concept of using variable seismic coefficient with depth is valid. The coefficient a is mainly function of the height of slope and it affects the depth and shape of the failure surface. Moreover, the use of an overestimated k_{ho} may lead to a deeper failure surface, but cannot be compared to the erroneous failure surfaces produced by the conventional pseudo-static method. A code was developed to examine the possibility to apply the concept of using the variable seismic coefficient in limit equilibrium analysis. From the developed limit equilibrium code and the results of the analyses made using it, it was shown that the proposed spectral pseudo-static method using variable seismic coefficient can be successfully embedded into any limit equilibrium commercial software.

Acknowledgements

The authors would like to express their gratitude to le Ministère des Transports, de la Mobilité Durable et de l'Électrification des Transports for supporting this research.

References

- [1] Castro G, Poulos SJ, Leathers FD. Re-Examination of Slide of Lower San Fernando Dam. J Geotech Eng 1985;111:1093–107.
doi:[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111:9\(1093\)#sthash.ouJQ7Vb2.dpuf](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:9(1093)#sthash.ouJQ7Vb2.dpuf).
- [2] Duncan JM, Wright SG. Soil Strength and Slope Stability. John Wiley & Sons, Inc.; 2005.

-
- [3] Duncan JM, Wright. S.G., Brandon TL. Soil Strength and Slope Stability. Second. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.; 2014.
- [4] Abramson LW, Lee TS, Sharma S, Boyce GM. Slope Stability and Stabilization Methods. vol. 2e. New York: John Wiley & Sons, Inc.; 2002.
- [5] Poulos SJ, Castro G, France JW. Liquefaction Evaluation Procedure. J Geotech Eng 1985;111:772-92.
- [6] Houston SL, Houston WN, Padilla JM. Microcomputer-Aided Evaluation of Earthquake-Induced Permanent Slope Displacements. Comput Civ Infrastruct Eng 1987;2:207-22.
- [7] Reitherman R. Robert V. Whitman, Oral History Series Vol. 17. Earthquake Engineering Research Institute; 2009.
- [8] Marcuson III WF, Hynes ME, Franklin AG. Seismic Design and Analysis of Embankment Dams: The State of Practice 2007:19.
- [9] Newmark NM. Effects of earthquakes on dams and embankments. Geotechnique 1965;15:139-60.
- [10] Makdisi FI, Seed HB. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. J Geotech Eng Div 1978;104:849-67.
- [11] Ambraseys NN, Menu JM. Earthquake-induced ground displacements. Earthq Eng Struct Dyn 1988;16:985-1006. doi:10.1002/eqe.4290160704.
- [12] Baziar MH, Dobry R. Residual Strength and Large-Deformation Potential of Loose Silty Sands. J Geotech Eng 1995;121:896-906. doi:dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:12(896).
- [13] Bray JD, Travasarou T. Simplified Procedure for Estimating Earthquake-Induced Deviatoric Slope Displacements. J Geotech Geoenvironmental Eng 2007;133:381-92. doi: 10.1061/_(ASCE)1090-0241_(2007)133:4_(381).
-

-
- [14] Towhata I. Geotechnical Earthquake Engineering, Springer-Verlag Berlin Heidelberg; 2008, p. 120–8. doi:10.1007/ 978-3-540-35783-4.
- [15] Sano T. Report on earthquake damage in California. J Archit Build Sci 1906;238:646–56.
- [16] Kramer SL. Geotechnical earthquake engineering. USA: Prentice-Hall; 1996.
- [17] Terzaghi K. Mechanisms of landslides. The Geological Society of America; 1950.
- [18] De Melo CBC. Seismic coefficients for pseudostatic slope analysis. University of Idaho, 2000.
- [19] Seed HB. Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams. Géotechnique 1979;29:215–63.
- [20] Ambraseys NN. The Seismic Stability of Earth Dam. Second World Conf. Earthq. Eng. Vol. 2, Tokyo, Japan: 1960, p. 1345–63.
- [21] Algermissen ST. Seismic Risk Studies in the United States. Fourth World Conf. Earthq. Eng., Santiago, Chile: 1969.
- [22] Huang YH. Stability Analysis of Earth Slopes. New York, USA: Van Nostrand Reinhold Company Inc.; 1983.
- [23] US Army Corps of Engineers. Stability of earth and rock-fill dams. U.S. Army Corps of Engineers; 1970.
- [24] Marcuson III, W.F.; Franklin AG. Seismic Design, Analysis, and Remedial Measures to Improve Stability of Existing Earth Dams. Washington, D.C.: 1983.
- [25] Hynes-Griffin ME, Franklin AG. Rationalizing the Seismic Coefficient Method. 1984.
- [26] Day RW. Geotechnical earthquake engineering handbook. USA: McGraw-Hill Companies, Inc.; 2002.
-

-
- [27] Melo C, Sharma S. Seismic Coefficients for Pseudostatic Slope Analysis. 13th World Conf. Earthq. Eng., Vancouver, B.C., Canada: 2004.
- [28] Noda S, Uwabe T, Chiba. T. Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quaywall. vol. 14. 1975.
- [29] Papadimitriou AG, Bouckovalas GD, Andrianopoulos KI. Methodology for estimating seismic coefficients for performance-based design of earthdams and tall embankments. *Soil Dyn Earthq Eng* 2014;56:57–73. doi:10.1016/j.soildyn.2013.10.006.
- [30] Andrianopoulos KI, Papadimitriou AG, Bouckovalas GD, Karamitros DK. Insight into the seismic response of earth dams with an emphasis on seismic coefficient estimation. *Comput Geotech* 2014;55:195–210. doi:10.1016/j.compgeo.2013.09.005.
- [31] Dams USS on. Strength of materials for embankment dams. Denver, Colorado: United States Society on Dams; 2007.
- [32] Lefebvre G, Leboeuf D, Horny P, Tanguay L. Slope failures associated with the 1988 Saguenay earthquake, Quebec, Canada. *Can Geotech J* 1992;29:117–30.
- [33] Karray M, Ghobrial F. Analyse Dynamique des Pentes Argileuses et des Remblais Construits sur des Dépôts d'Argile. Report No. Geo-03-13; Presented to Ministère Des Transports Du Québec: 2013.
- [34] Vucetic M, Dobry R. Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. *J Geotech Eng* 1991;117:89–107. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:1(89).
- [35] Wu XY, Law KT, Selvadurai APS. An examination of the pseudo-static limit equilibrium method for dynamic stability analysis of slopes. 44th Can. Geotech. Conf., 1991, p. 19.1-19.8.
- [36] Ghobrial F, Karray M, Delisle M-C, Ledoux C. Development of Spectral Pseudo-static Method for Dynamic Clayey Slope Stability Analysis. 68th Candian Geotech. Conf., Quebec City, Quebec, Canada: 2015.
-

-
- [37] Akhlaghi T, Nikkar A. Evaluation of the Pseudostatic Analyses of Earth Dams Using FE Simulation and Observed Earthquake-Induced Deformations: Case Studies of Upper San Fernando and Kitayama Dams. *Sci World J* 2014;2014:1-12. doi:10.1155/2014/585462.
- [38] Locat J, Beausejour N. Corrélations entre des propriétés mécaniques dynamiques et statiques de sols argileux intacts et traités à la chaux. *Can Geotech J* 1987;24:327-34.
- [39] Jamiolkowski M, Ladd CC, Germaine JT, Lancellotta R. New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. *Proc. Elev. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Vol. 1*, San Francisco, California: 1985, p. 57-154.
- [40] Inc. ICG. Fast Lagrangian Analysis of Continua, Dynamic Analysis 2008:21-6.
- [41] Karray M, Lefebvre G, Touileb BN. A procedure to compare the results of dynamic and Pseudo-Static slope stability analyses. 54th Can. Geotech. Conférence/ 2th Jt. IAH CGS Groundw. Conf., 2001, p. 888-93.
- [42] Matasović N, Vucetic M. Generalized Cyclic-Degradation-Pore-Pressure Generation Model for Clays. *J Geotech Eng* 1995;121:33-42. doi:http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:1(33).
- [43] Vanmarcke EH, Cornell CA, Gasparini DA, Hou S. SIMQKE-I: Simulation of Earthquake Ground Motions 1976.
- [44] Vanmarcke EH, Fenton GA, Heredia-Zavoni E. SIMQKE-II: Conditioned Earthquake Ground Motion Simulator 1997.
- [45] Karray M, Ghobrial F, Souilem M. Analyse dynamique des pentes argileuses et des remblais construits sur des dépôts d'argile - Phase II. Report No. Geo-01-15; Presented to Ministère Des Transports Du Québec: 2015.
- [46] Publications du Québec. Règlement sur la sécurité des barrages, Chapitre III, Section II - Art. 28 à 29 2015.
-

http://www2.publicationsduquebec.gouv.qc.ca/dynamicSearch/telecharge.php?type=3&file=/S_3_1_01/S3_1_01R1.HTM.

Table 1 : The properties of each sublayer.

Clay	Depth	Cohesion	Mass- density	Bulk modulus	Shear modulus	Shear velocity
		$[c]$	$[\rho]$	$[K]$	$[G]$	$[V_s]$
	(m)	(kPa)	(kg/m ³)	(MPa)	(MPa)	(m/s)
Clay 1	0-5m	25	1636.16	552.77	11.13	82.48
Clay 2	5-10m	30	1658.99	669.39	13.48	90.13
Clay 3	10-15m	35	1678.54	787.00	15.85	97.16
Clay 4	15-20m	40	1695.66	905.46	18.23	103.69
Clay 5	20-25m	45	1710.91	1024.65	20.63	109.81
Clay 6	25-30m	50	1724.66	1144.52	23.04	115.59
Clay 7	30-35m	55	1737.20	1264.98	25.47	121.08
Clay 8	35-40m	60	1748.73	1386.00	27.91	126.32
Clay 9	40-45m	65	1759.40	1507.52	30.35	131.35

Table 2 : Static and dynamic factor of safety of slopes considered in this study.

Slope	Slope height (m)	Thickness of soil deposit (m)	Static factor of safety	Dynamic factor of safety
1.75H :1V	5m	5	2.08	1.50
		10	2.09	1.55
		20	2.09	1.50
		30	2.10	1.55
1.75H :1V	10m	5	1.22	1.02
		1	1.23	1.00
		20	1.23	0.92
		30	1.23	0.93
3H :1V	10m	5	1.46	1.28
		10	1.42	1.25
		20	1.42	1.10
		30	1.42	1.10

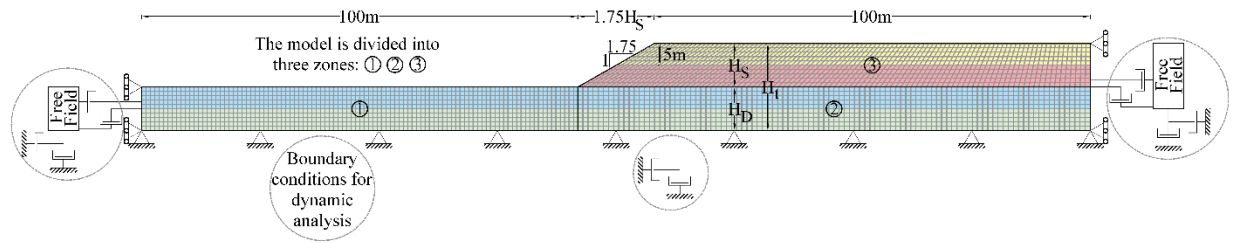


Figure 1: Geometry of the slope 1.75H:1V used in the parametric study showing the model, the different boundary conditions.

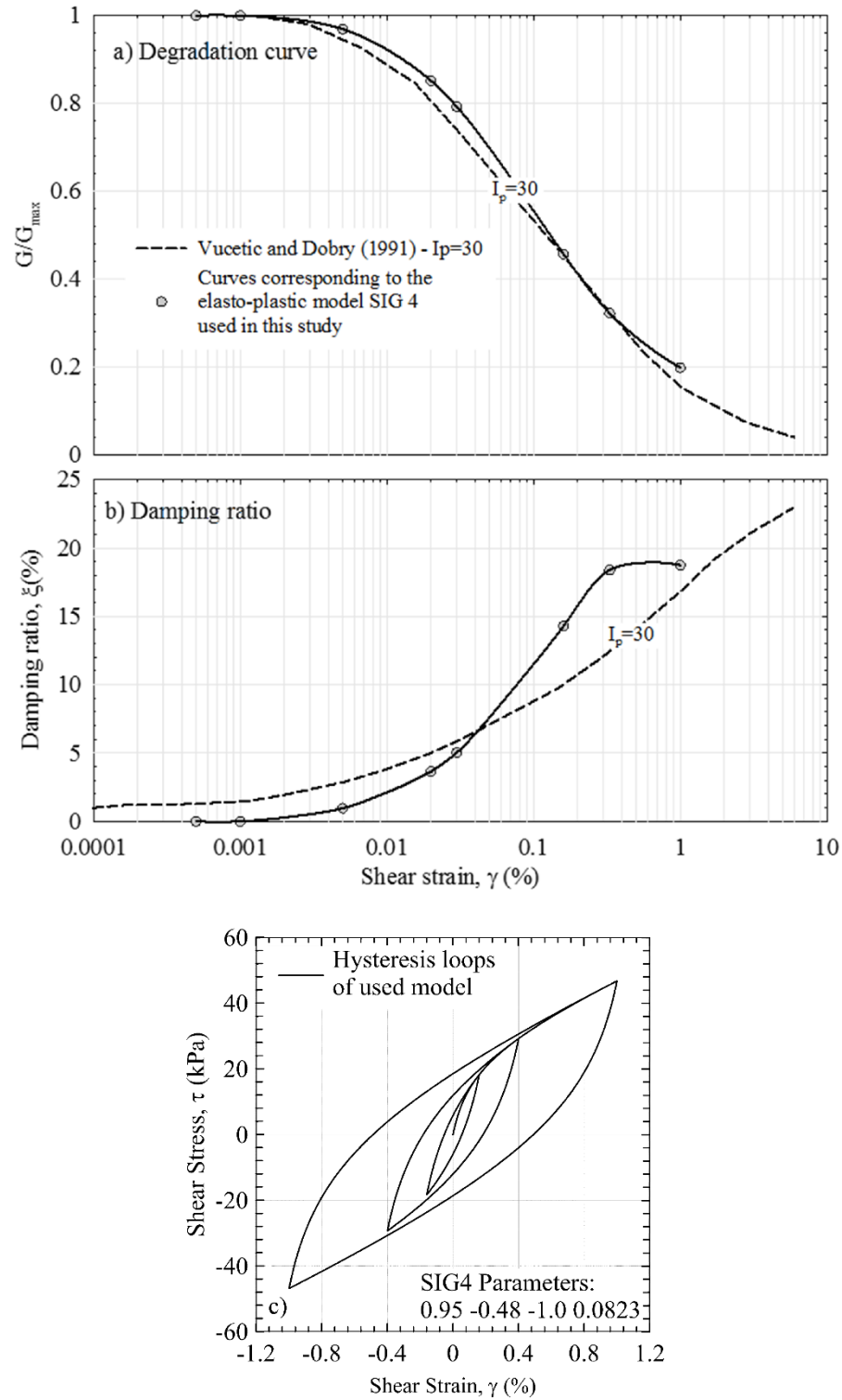


Figure 2: (a) degradation curve corresponding to the model used; (b) damping ratio; and (c) soil model used in dynamic analysis.

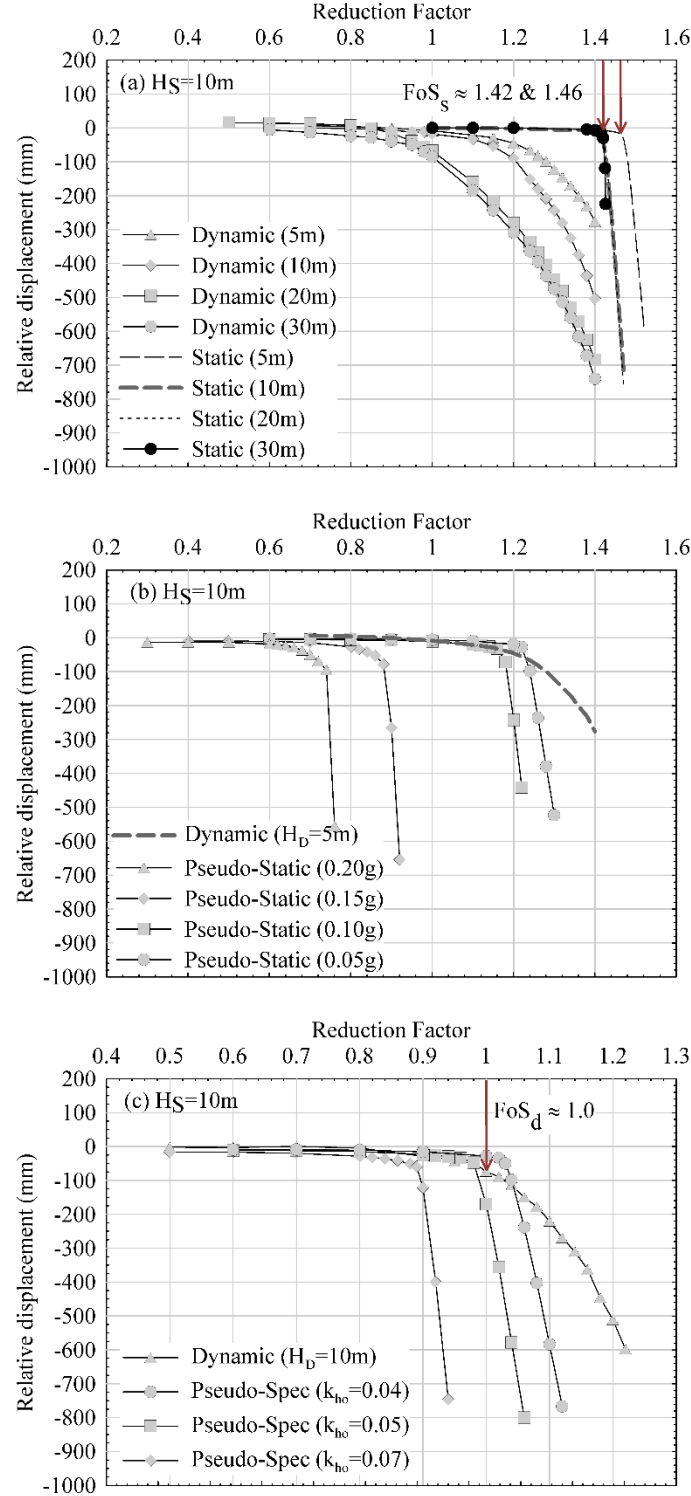
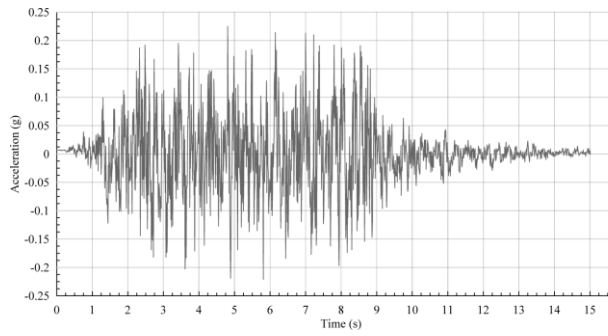
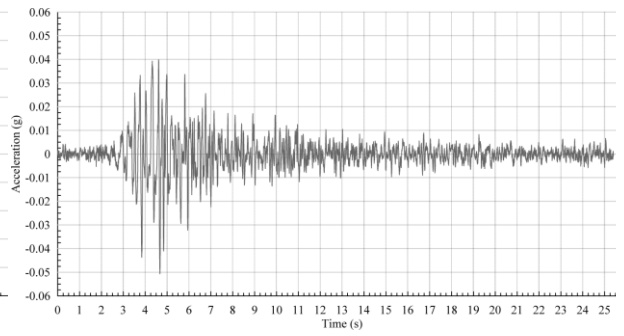


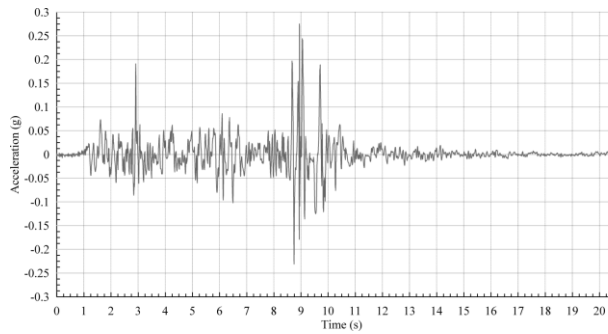
Figure 3 : Relative displacement versus the reduction factor : (a) slope 3H:1V, for static and dynamic analyses; (b) slope 3H:1V, for conventional pseudo-static (constant k_h) and dynamic analyses; and (c) slope 1.75H:1V, determination of k_{ho} from the curves of spectral pseudo-static (pseudo-spec) and dynamic analyses.



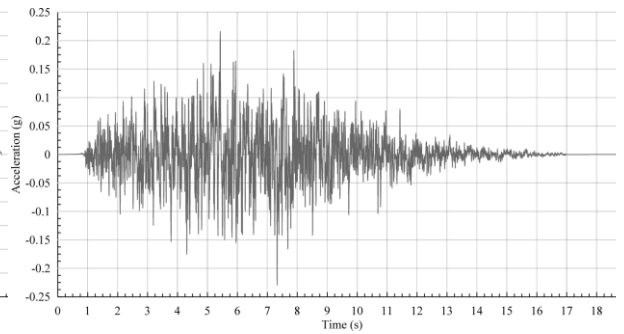
(a) Synthetic earthquake by SIMQKE.



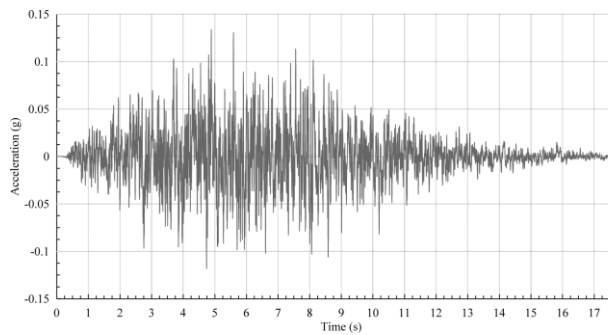
(b) Saguenay 1988 earthquake measured at Quebec city.



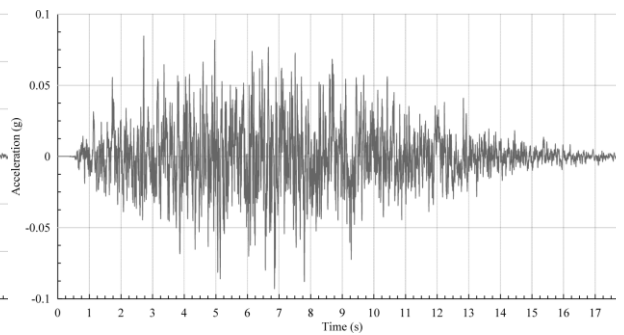
(c) Nahanni 1985 earthquake, site 1.



(d) Synthetic earthquake by Atkinson, no 1.



(e) Synthetic earthquake by Atkinson, no 2.



(f) Synthetic earthquake by Atkinson, no 3.

Figure 4: The accelerograms used in the preliminary dynamic analysis.

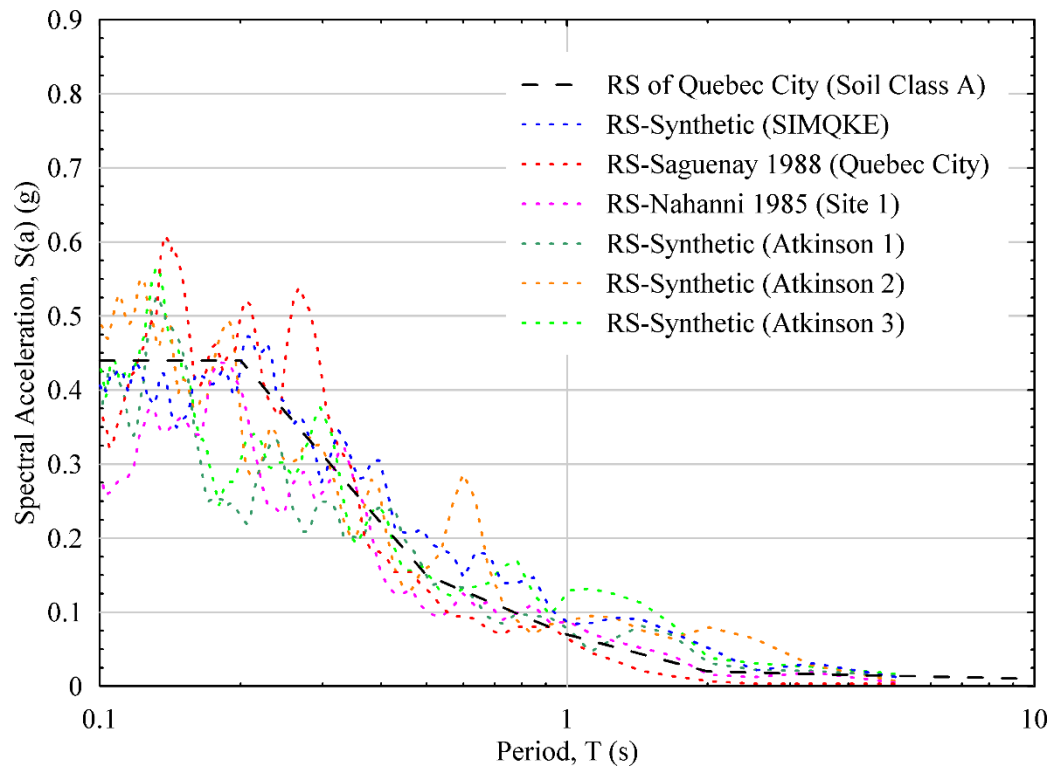


Figure 5: Response spectrum of the adopted accelerograms: factored spectra versus the response spectrum of soil class A of the region of Quebec City as per the NBC 2005.

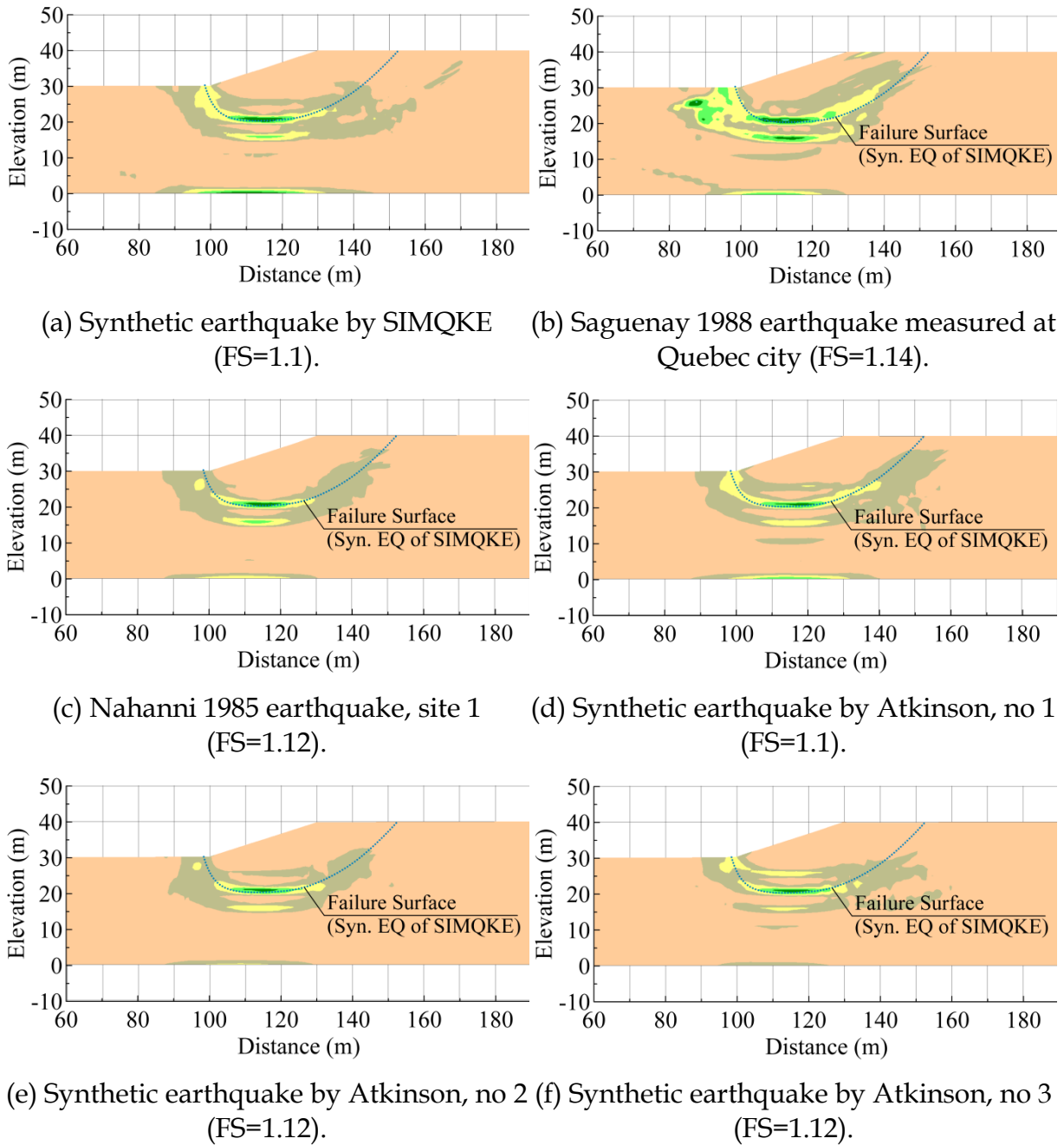


Figure 6: The failure surface of each investigated earthquake and the estimated factor of safety.

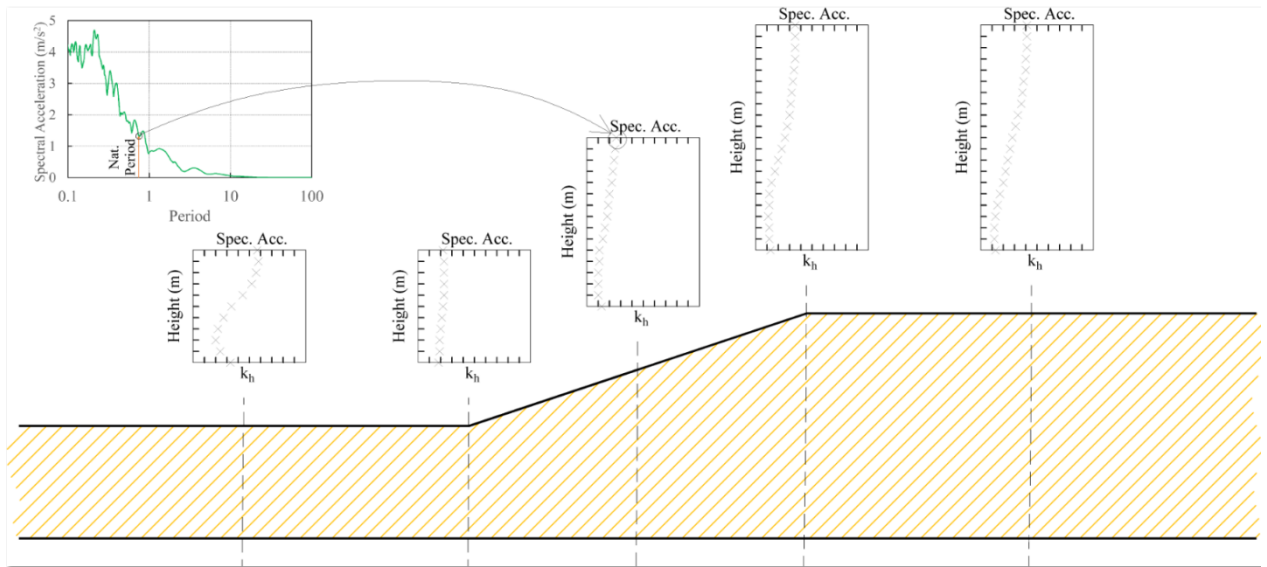


Figure 7: Sections where the spectral acceleration profile was determined: top of slope, the middle of the slope, the bottom of the slope, the mid-distance between the top of the slope and the right vertical boundary of the model, and the mid-distance between the bottom of the slope and the left vertical boundary.

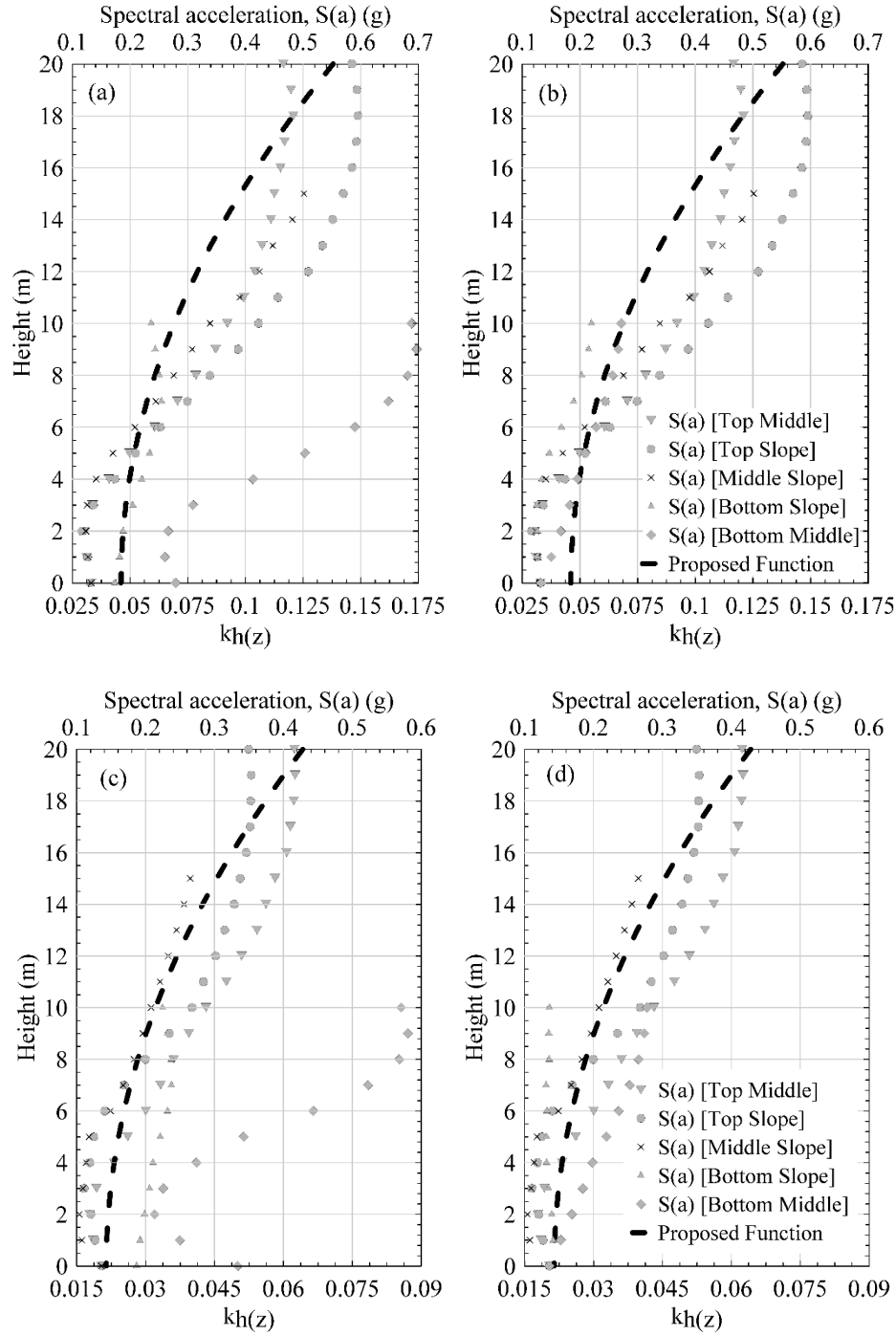


Figure 8: Acceleration profiles at the five sections versus the proposed variation of the seismic: (a) Slope 1.75H:1V; acceleration profiles are drawn at the natural period of each section; (b) Slope 1.75H:1V; acceleration profiles are drawn at the dominant natural period (0.746); (c) Slope 3H:1V; acceleration profiles are drawn at the natural period of each section; and (d) Slope 3H:1V; acceleration profiles are drawn at the dominant natural period (0.741).

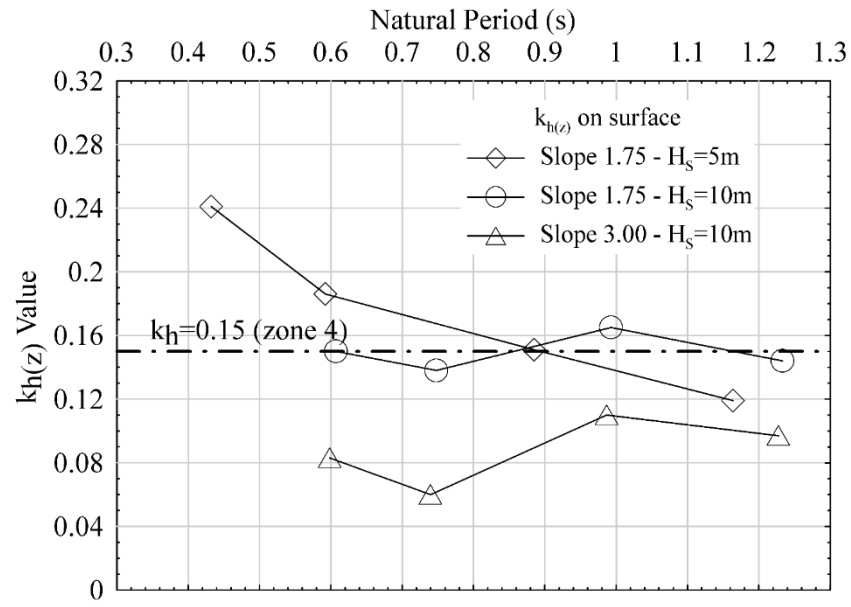


Figure 9: Variation of the seismic coefficient on surface, $k_{h(z)}$, with the thickness of the soil deposit for slope 1.75H:1V ($H_s=5$ m and 10 m) ; and slope 3H:1V ($H_s=10$ m).

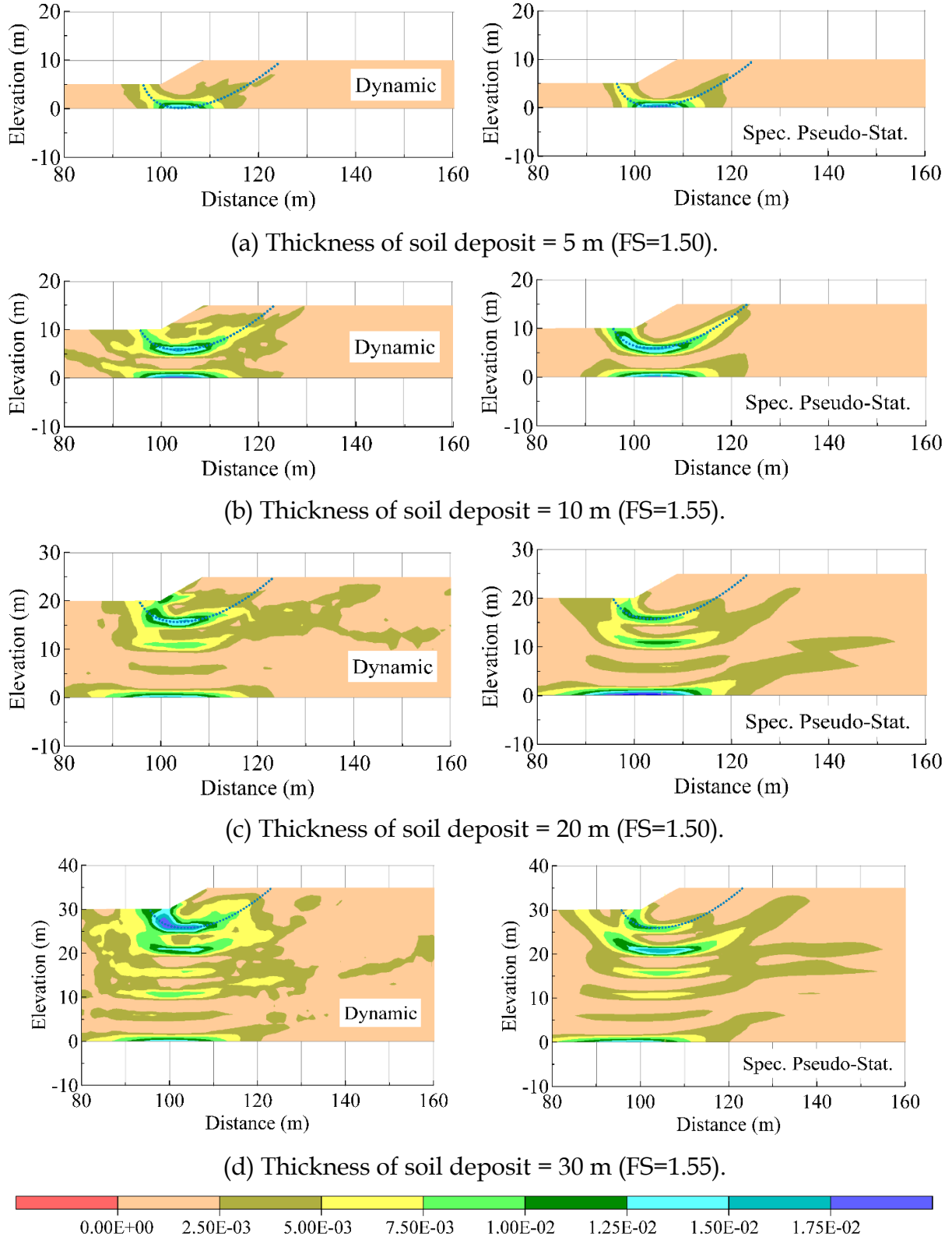
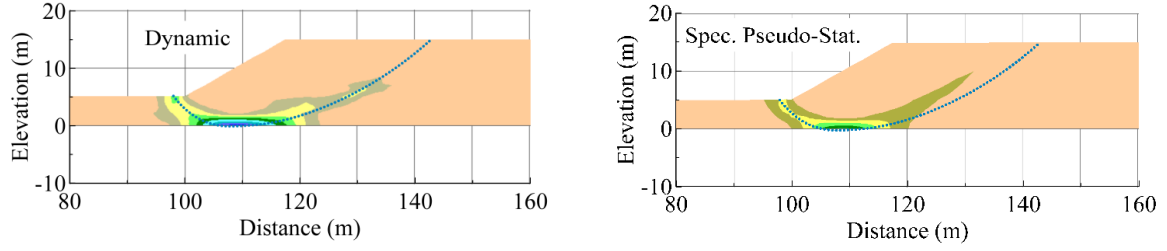
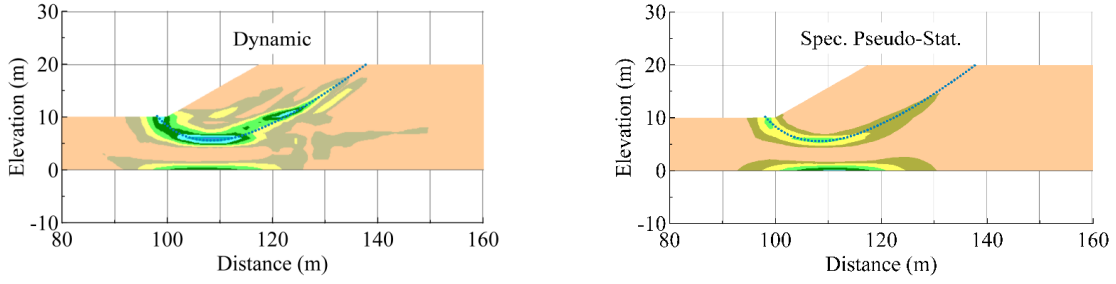


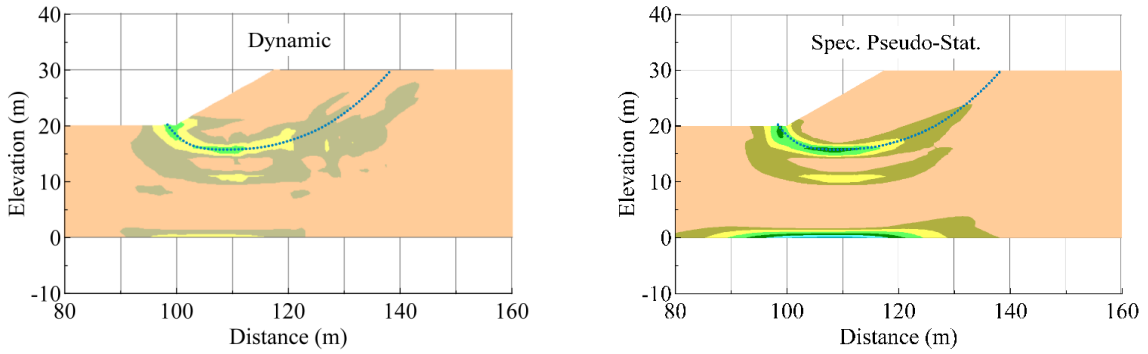
Figure 10: The failure surface of each thickness of soil deposit in both dynamic and spectral pseudo-static analyses (Slope 1.75:1 - Case of $H_s=5$ m).



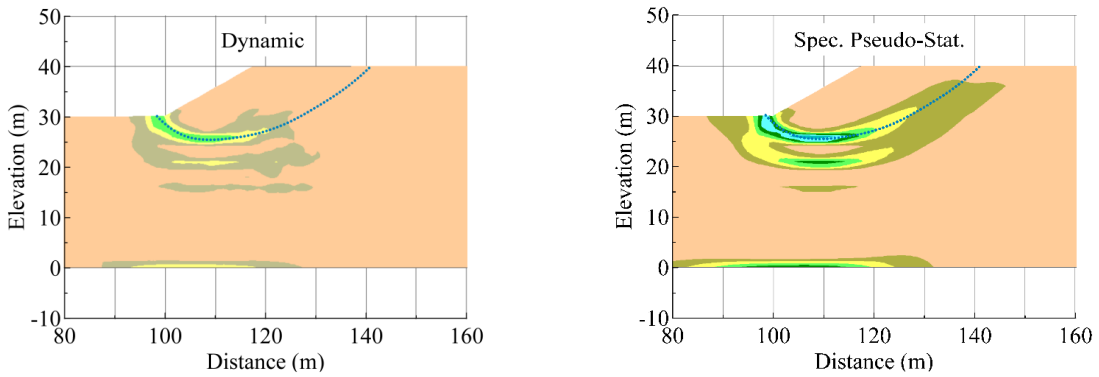
(a) Thickness of soil deposit = 5 m (FS=1.02).



(b) Thickness of soil deposit = 10 m (FS=1.00).



(c) Thickness of soil deposit = 20 m (FS=0.92).



(d) Thickness of soil deposit = 30 m (FS=0.93).

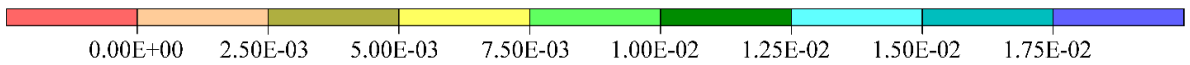


Figure 11: The failure surface of each thickness of soil deposit in both dynamic and spectral pseudo-static analyses (Slope 1.75:1 - Case of $H_s=10$ m).

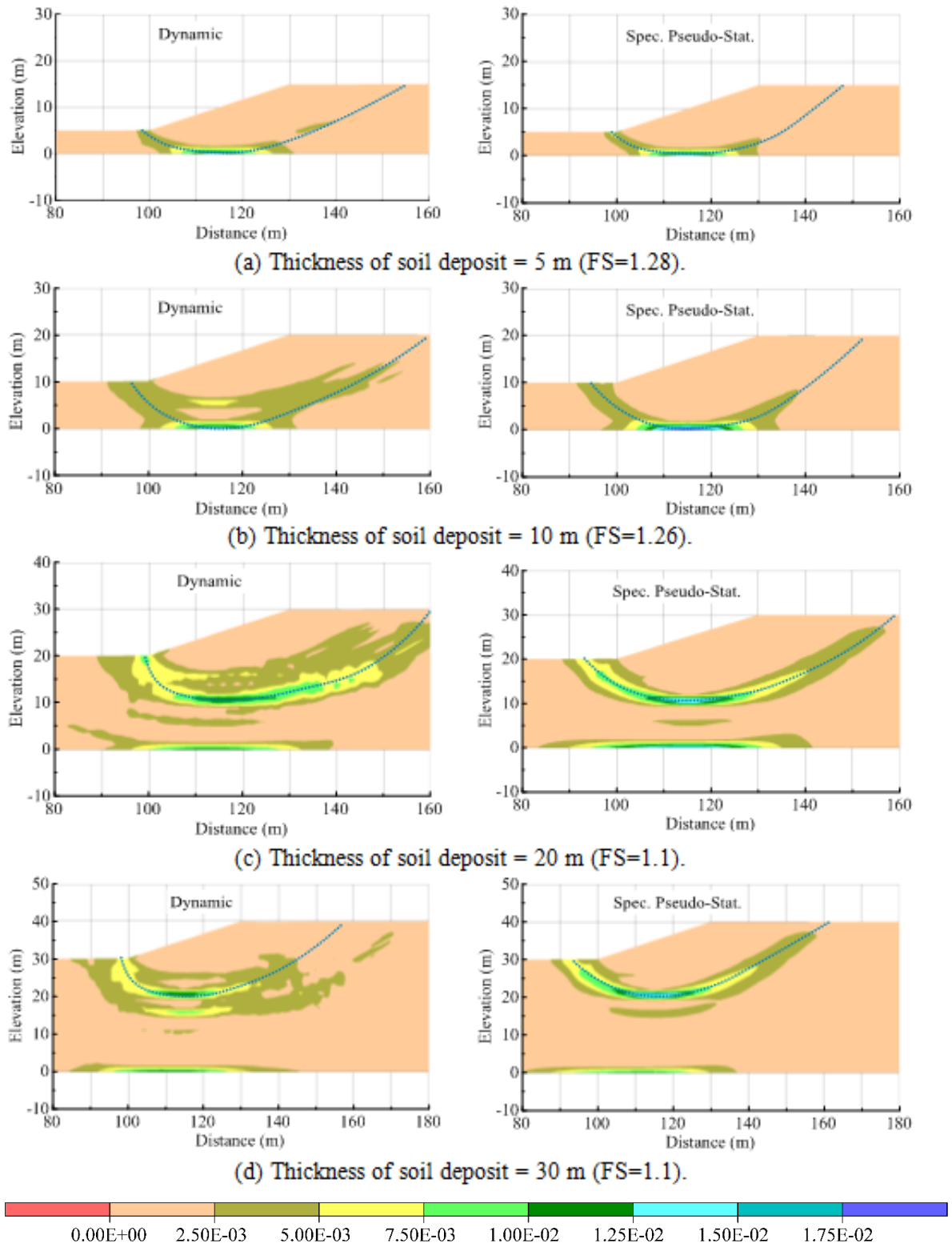


Figure 12: The failure surface of each thickness of soil deposit in both dynamic and spectral pseudo-static analyses (Slope 3:1 - Case of $H_s=10$ m).

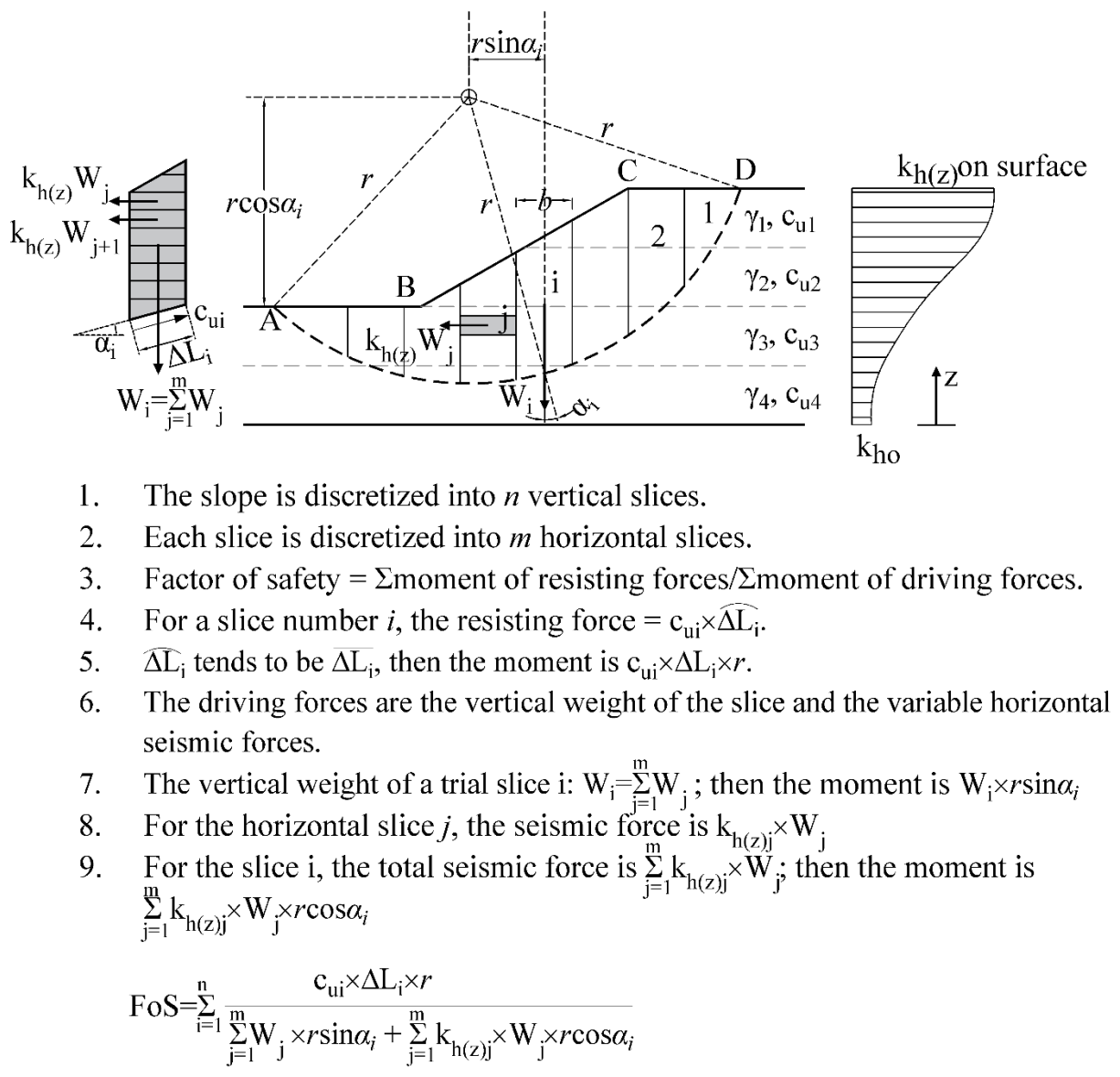


Figure 13: Limit equilibrium analysis to take into account the variation of the seismic coefficient with depth.

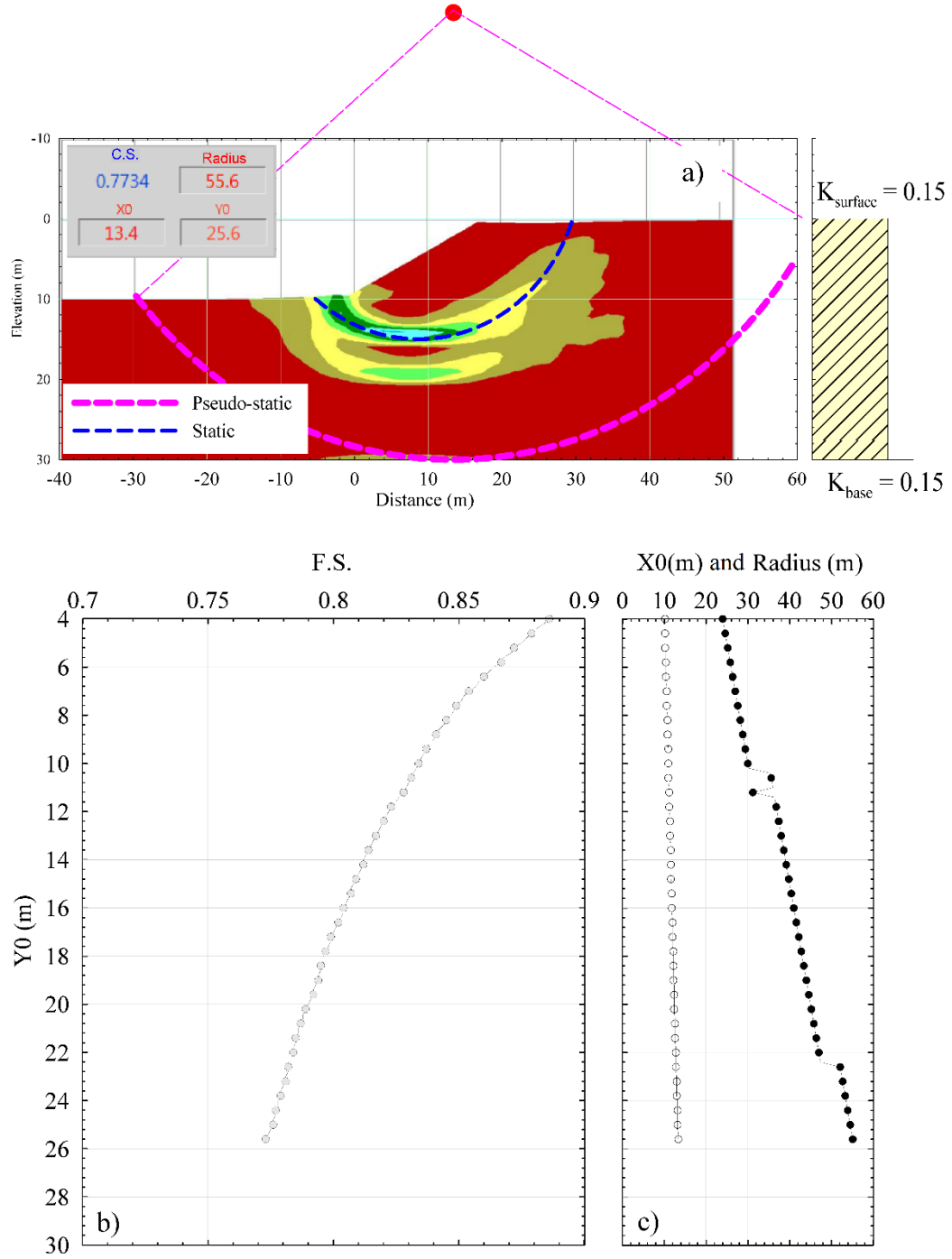


Figure 14: a) Comparison of the critical static failure surface determined using FLAC6 and that obtained by pseudo-static analysis with constant k_h by limit equilibrium - for the slope 1.75:1, $H_S=10\text{m}$ and $H_D=20\text{m}$; b) Variation of factor of safety with respect to the Y coordinate of the center of the failure surface; and c) variation of X coordinate and the radius of the failure surface (circular surface) with respect to the Y coordinate.

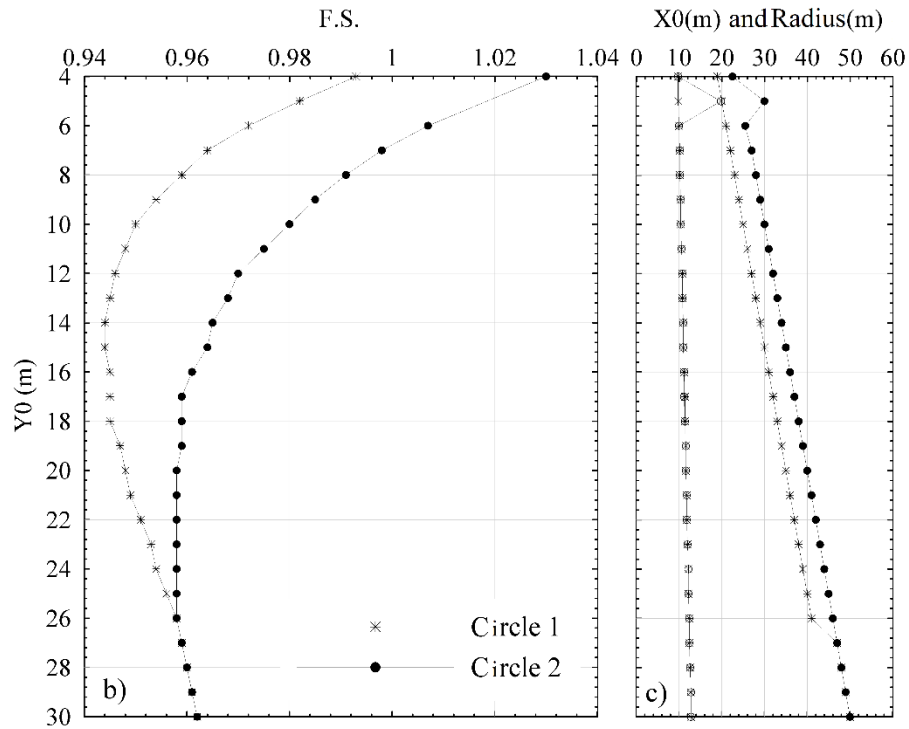
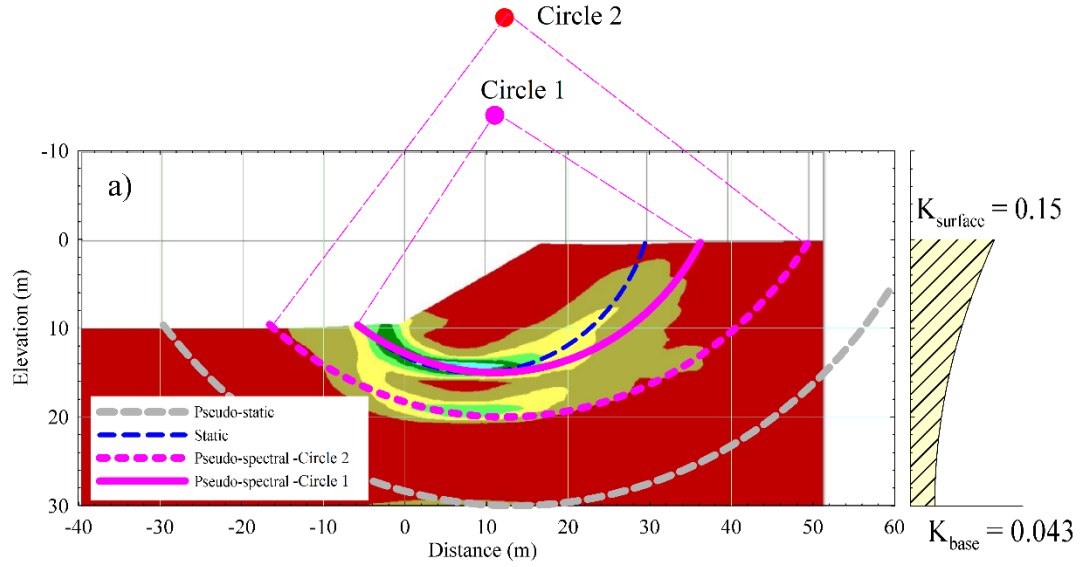


Figure 15: Comparison of critical failure surfaces determined by FLAC and the limit equilibrium code for spectral pseudo-static analysis (slope 1.75:1, $H_S=10\text{m}$ & $H_D=20\text{m}$). b) Variation of factor of safety with respect to the Y coordinate of the center of the failure surface, c) variation of X coordinate and the radius of the failure surface (circular surface) with respect to the Y coordinate.

CHAPITRE 6

ESTABLISHMENT OF SPECTRAL PSEUDO- STATIC COEFFICIENT FOR CLAYEY SLOPES AS A FUNCTION OF DYNAMIC PARAMETERS AND SEISMIC CONTEXT

6.1 Avant-Propos

(a) Auteurs et affiliation

Fady Ghobrial : étudiant au doctorat, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

Mourad Karray : professeur, Université de Sherbrooke, Faculté de génie, Département de génie civil.

Rémi Mompin : Ingénieur au ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports

Pascal Locat : Ingénieur au ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports

(b) Date de soumission

7 Août 2017 (la première fois)

(c) Revue

Computers and Geotechnics Journal

(d) Titre français

Établissement d'un coefficient pseudo-statique pour des pentes argileux en fonction de paramètres dynamiques et de contexte sismique.

(e) Contribution au document

Cet article représente le chapitre 6 de la thèse dans lequel le coefficient pseudo-statique spectral a été établi en examinant quelques paramètres qui affectent la réponse dynamique ou sismique d'une pente argileuse.

(f) Résumé français

La méthode pseudo-statique est un outil puissant et une approche d'investigation simple pour la stabilité de la pente sismique. Cependant, la sélection du coefficient pseudo-statique, k_h , reste difficile et dans la majorité des cas très subjective. Jusqu'à présent, ce facteur est considéré comme constant et dépend uniquement de la zone sismique et parfois il s'agit d'une valeur spécifique. De plus, il a été démontré que la force sismique n'est pas constante avec la profondeur. Des études récentes ont démontré que l'utilisation de la méthode numériquement dans les pentes argileuses conduit à des résultats erronés avec des surfaces de rupture relativement profondes et un facteur de sécurité généralement sous-estimé. Les auteurs ont développé une nouvelle méthode qui considère la variation du coefficient sismique avec la profondeur. À partir de ces résultats et des lacunes de l'approche pseudo-statique conventionnelle, une vaste étude paramétrique a été menée pour établir des cartes de valeurs réalistes du coefficient sismique pour l'Est du Canada en plus de la variation de k_h en fonction de la profondeur. Les principaux facteurs qui influent sur la réponse dynamique d'une pente sont l'inclinaison de la pente, la hauteur de la pente et l'épaisseur du dépôt de sol. Tout cela affecte la période naturelle de tout le système. Ces paramètres ont été examinés et leurs effets sur la valeur du coefficient sismique de surface sont montrés. En outre, un résultat préliminaire de l'effet d'un dépôt épais et de l'effet de modification de la rigidité du sol est également introduit.

Note : À la suite des corrections demandées par les membres du jury, le contenu de cet article diffère de celui qui a été soumis à la première fois.

Abstract

The pseudo-static method is a powerful tool and simple screening approach for seismic slope stability. However, the selection of the pseudo-static coefficient, k_h , remains difficult and in the majority of the case very subjective. So far, this factor is considered constant and depends merely on the seismic zone and sometimes it is just a specific value. Moreover, it was demonstrated that the seismic force is not constant with depth. Recent studies demonstrated that the use of the method numerically in clayey slopes leads to erroneous results with failure surfaces relatively deep and a factor of safety generally underestimated. The authors have developed a new method that considers the variation of the seismic coefficient with depth. Based on these findings and the deficiencies of the conventional pseudo-static approach, an extensive parametric study was conducted to establish charts for realistic values of the seismic coefficient for the Eastern Canada in addition to the variation of k_h as a function of depth. The main factors that affect the dynamic response of a slope are the slope's inclination, the height of the slope and the thickness of the soil deposit. All of these affect the natural period of the whole system. These parameters were examined and their effects on the value of the surface seismic coefficient are shown. Furthermore, a preliminary result of the effect of a thick deposit and the effect of changing the soil rigidity are also introduced.

Keywords: pseudo-static, seismic coefficient, dynamic analysis, slope stability, shear resistance, spectral pseudo-static analysis

1. Introduction

Important human or economic losses can be the results of slope failure during earthquakes. Slope failure can be attributed to the combined effect of the seismic loads and the changes in shear strength. This latter can be reduced due to the generation of excess pore water pressure (e.g. loose saturated cohesionless soils) or due to cyclic strains. Shear resistance of cohesive soils are generally less affected by cyclic loading than saturated cohesionless soils. Duncan et al. (2014) indicate that most of cohesive soils that are subjected to undrained loading at the rates imposed by earthquakes will exhibit strengths that are 20 to 50 % higher than the shear strength measured in conventional static loading tests. Seed et al. (1978) concluded based on a review of earth dams that performed well and poorly during earthquakes that: 1) Structures constructed of clay soil on a clay foundation or on rock can resist without apparent damage to severe earthquakes that can generate accelerations varying between 0.35g and 0.8g; 2) A well-built dam on a firm foundation can withstand moderate seismic movements with accelerations of the order of 0.2 g. Based on the study of the embankments that withstood the 1906 San Francisco earthquake of magnitude 8.5, Seed (1979) concluded that dams built with or on clay materials appear to have great resistance to the failure problem during earthquakes. However, landslides were observed in sensitive clayey soils during the 1988 Saguenay (Québec, Canada) earthquake (Lefebvre et al. 1992). Hence, seismic slope stability remains an important concern for engineers and the slope performance during seismic events must be carefully evaluated. Evaluation can be done by using simple or more advanced methods (pseudo-static approach, Newmark's approach (displacement methods) or post-earthquake stability approach (Houston et al. 1987) or complex method using non-linear finite element/finite difference analyses. In practice, the use of complete methods involving detailed dynamic analysis cannot be carried out systematically for lack of means and time. Thus, it is necessary to develop and improve simple methods for engineers that allow them to resolve at least the majority of cases with sufficient security and reliability. The pseudo-static method has been widely used for slope and

embankment stability studies for several decades and remains very attractive for engineers due to his simplicity. The most attractive aspect in the conventional pseudo-static approach is the fact that the analysis of seismic slope stability problems is resolved by the limit equilibrium concept (the same concept used for static analysis) in which the inertia forces due to earthquake are represented by constant horizontal and vertical force (almost consistently omitted). The horizontal force, which is usually considered in the stability analysis, is always related to the mass of unstable static wedge giving the pseudo-static seismic coefficient, k_h .

The most critical aspect of the pseudo-static coefficient is the selection of the coefficient k_h . Some of the values of k_h found in the literature and/or used in practice are presented in Table 1. According to Abramson et al. (2002) if the critical seismic coefficient that yields a factor of safety equals to one, k_y , is greater than the peak ground acceleration, PGA, the slope can be expected to survive the design earthquake. If k_y is less than half the PGA, the slope may be unstable. If its value is greater than half the PGA but less than the PGA, minor damage is possible. Because the pseudo-static coefficient depends on many factors like the intensity of the earthquake, the duration of the seismic event the frequency content and the dynamic properties of the deposit, Day (2002) provided guidelines in choosing the pseudo-static coefficient. The seismic coefficient is directly proportional to the peak ground acceleration (PGA or a_{max}) and the earthquake magnitude. The minimum value of the seismic coefficient that should be used in design is controlled by local guidelines (e.g. $k_{hmin}=0.15$ in California). The maximum value of the seismic coefficient should not exceed the PGA/g. Moreover, the value of the seismic coefficient depends as well on the volume of the failure mass and they are inversely proportional, i.e. when the volume of the failure mass increases, the value of the seismic coefficient used in design decreases. This result was demonstrated by Seed and Martin (1966), and Dakoulas and Gazetas (1986) using shear beam models.

In the province of Quebec, in order to assess the seismic stability of high capacity dams against earthquakes, the Centre d'expertise hydrique du Québec divided Quebec territory

into five seismic zones (Figure 1), based on the information provided by the Geological Survey of Canada, where the peak bedrock acceleration varies between 0.05g and 0.5g (Centre d'expertise hydrique du Québec 2013). This map can be used to assess the seismic stability of natural slopes. From the above, the seismic coefficient depends mainly on the seismic zone (PGA) and doesn't consider the dynamic properties of the soil either of the foundation (shear modulus, G , damping ratio ζ , etc.) or of the embankment, the geometry of the slope and the depth of the soil foundation. Therefore, the choice of the coefficient remains subjective and not related to the dynamic behavior of the system (slope and foundation).

Seed et al. (1978) concluded that the pseudo-static method cannot be used, on the one hand, in the analysis of embankments constructed with saturated granular materials or foundations that can generate significant interstitial pressures and therefore loss of strength. On the other hand, Duncan et al. (2014) indicate that the pseudo-static analysis procedures can be considered suitable for cases that do not lose significant strength (no more than 15 to 20%) during an earthquake, because, as mentioned before, clay subjected to undrained loading at the rates imposed by earthquakes exhibit strengths that are 20 to 50 % higher than the shear strength measured in static loading tests. Nevertheless, Seed (1979) reported some examples of dams that have suffered significant damages, even if their pseudo-static safety factors are greater than 1 (Table 2). Wu et al. (1991) evaluated parametrically the seismic stability of clay slopes using the pseudo-static method. They have shown that it can be problematic in the case of a clayey slope or for small embankment constructed on clayey foundation. The parametric study raised three problems: 1) In some cases, the pseudo-static method does not allow to determine a minimum factor of safety; the safety factor decreases continuously with the increase in the radius of the failure surface; 2) In some cases, the minimum safety factor could not be evaluated as well as the failure surface and 3) The safety factor can be very low. Leshchinsky and San (1994) also found in an equivalent study using the variational limit equilibrium method (extension of the Baker and Garber analysis) that the failure surface

tends to infinity in the case of soils with low values angle of friction, ϕ . They indicate, however, that in practice there is not a very deep layer of homogeneous soil and that the failure surface may be limited in general by more competent soil or by bedrock. It is interesting to note that during the 1988 Saguenay earthquake, the landslides triggered at the St-Adelphe and Sainte-Thècle sites were limited at the bottom of their surface of rupture by the till layer (Lefebvre et al. 1992).

It appears evidently that certain aspects (natural period, spectral response, amplification, etc.) related to the response of the slope and the foundation must be included in the pseudo-static analysis. These factors are clearly introduced in the Building Code for structures and an analogic work can be done for natural slopes and embankments.

This paper presents a new spectral pseudo-static method adapted for the seismic analysis of clayey slopes. This method consists in adjusting the variation of the seismic coefficient with depth, $k_h(z)$, and the intensity of this coefficient as a function of the slope geometry, dynamic properties of the deposit and the slope (T_0 or f_0), and seismicity of the region. In this paper, a large number of numerical simulations have been carried out and summarized. It was observed in the case of clayey slopes that the thickness of the deposit may play an important role on the variation of the pseudo-static coefficient (or rather the spectral pseudo-static coefficient). Coefficient spectrums were established to define, for a given geometry and for a given seismic zone in Eastern Canada, the pseudo-static coefficient as a function of the natural period of the deposit.

2. Development of the Spectral Pseudo-Static method

According to the literature (Ambraseys 1960, Seed 1979, Wu et al. 1991, Towhata 2008, Akhlaghi et Nikkar 2014) the seismic force and the seismic coefficient afterwards change with depth. Hence, Karray and Ghobrial (2011) conducted a series of static, dynamic and conventional pseudo-static analyses. More results were presented in (Karray et Ghobrial 2013, Ghobrial et al. 2015, 2017).

2.1 Geometry of the model and soil properties

From 2011 through 2015, an extensive parametric study, using the finite difference code FLAC6, was made on a clayey slope like the one shown in Figure 2. The main parameters examined are the effect of slope inclinations, slope heights, and thickness of soil deposit below the toe of the slope. Three different slope inclinations were considered, being 1.75H: 1V, 3H: 1V and 6H:1V. For each slope, three distinct slope heights were studied: 5 m – 10 m – 15 m. Due to its instability in the static, the fifteen-meter height has not been considered in the case of the slope 1.75H:1V. In addition, four deposit thicknesses, ranging from 5 m to 30 m, were considered. Static, dynamic and conventional pseudo-static analyses were all conducted for all slopes. Figure 2 illustrates an example of the model used in the analyses (for the slope 3H:1V) where H_s is the height of the slope; H_D is the thickness of the soil deposit and H_t is the total height. In the same figure, the boundary conditions, the model's dimensions, the mesh and the variation of the soil properties (as explained later) are also shown.

The total soil deposit is divided into five-meter layers; each layer has constant parameters. Undrained shear strength of the upper layer was set to 25 kPa and the strength of the subsequent lower layer was increased by 5 kPa per layer. The shear velocity and the bulk modulus of each layer are determined by the correlations proposed by Locat and Beausejour (1987). These correlations are presented in equations (1) and (2) and they were based on the analysis of different sites in the Saint-Lawrence and Saguenay lowlands. The unit weight is determined from the elasticity theory's relation between the shear velocity (V_s) and the bulk modulus (G_o).

$$V_s = 17.2c_u^{0.487} \quad (1)$$

$$G_o = 0.379c_u^{1.05} \quad (2)$$

The Mohr-Coulomb failure criterion was used in the analysis. Hence, the five soil parameters used in different analyses according to the Mohr-Coulomb constitutive model

are: the soil unit weight (or soil density), ρ ; the shear parameters: the cohesion, c , and the friction angle, ϕ ; and the elastic parameters: the shear modulus, G and the bulk modulus K . From the cohesion of each layer, values of shear wave velocity, V_s , and the shear modulus were determined by equations 1 and 2, respectively. The density is therefore determined by the elastic relationship between the maximum shear modulus and the shear wave velocity $G_{max}=G_0=\rho V_s^2$. Finally, the bulk modulus was calculated so that the Poisson's ratio is close enough to 0.5. In this study, the authors are preoccupied essentially by the slope failure (plastic state). Therefore, the static, conventional pseudo-static and dynamic analyses were carried out using the same method and the same soil resistances.

2.2 Numerical model

The finite difference code, FLAC6 was used to accomplish the static and dynamic analyses of this study. This code is also used in this study in order to answer several questions related to the very basis of the pseudo-static method and also as a tool to allow the development and validation of the proposed spectral pseudo-static method. As cited before, the Mohr-Coulomb failure criterion with an elastic-perfectly plastic soil model has been adopted to describe the behavior of cohesive soil under static and pseudo-static loadings. In the dynamic case the soil is described by an elasto-plastic constitutive law as shown in Figure 2b. The dynamic loading condition due to an earthquake is a short-term stability problem, so the authors adopted the total stress analysis for all types of analysis. However, in the case of dynamic analysis the shear modulus of soil was degraded using the sigmoidal degradation curve developed by FLAC in which the secant modulus is related to the logarithmic strain using 4 parameters. The SIG4 model is capped by the Mohr-Coulomb failure criteria. To reflect the plasticity index of the soil ($I_p=30\%$), which is not a part of this parametric study, the values of the four parameters are adjusted by a trial and error process, by varying the four constants describing the sigmoidal model. The four constants were varied so that to obtain a degradation G/G_{max} curve and a damping ratio curve corresponding to those obtained by (Vucetic et Dobry 1991) which are based essentially on the plasticity index. Moreover, a Rayleigh damping of 0.002 was used to

avoid low-level oscillations and to ensure the stability of numerical process (Itasca Consulting Group Inc. 2008).

To minimize the wave reflections during the dynamic analysis, the boundaries should be generally placed at sufficient distances. Hence, to take into account this requisite, the boundaries of the model are taken at 100 m from the toe and the head of the slope (Figure 2). The boundary conditions used in the initial state for all the analyses are: the vertical limits are fixed horizontally and the horizontal boundary at the base of the model is fixed both horizontally and vertically. For the dynamic analysis, although the boundaries are distant enough, the free-field condition developed by FLAC is used. The free-field technique developed by FLAC involves the execution of a one-dimensional free-field calculation in parallel with the main grid to simulate an extended medium (Itasca Consulting Group Inc. 2008). The lateral boundaries of the main grid are coupled to the free-field grid by viscous dashpots to eliminate the distortion of waves propagating upward at these boundaries (Itasca Consulting Group Inc. 2008). As for the mesh, the recommended mesh height is $\frac{1}{4}$ to $\frac{1}{25}$ of the slope height (De Melo 2000). Accordingly, a general one-meter four-nodded square mesh is used in the analysis. Besides, each element is divided internally into four triangular sub-elements (Itasca Consulting Group Inc. 2008)

The general strategy used in this study is to determine a reduction factor of the soil resistance of the slope to lead to failure. This proposed approach has already been validated by Karray et al. (2001). It is important to note that the use of undrained shear resistance without any reduction and total stress analysis is legitimate in the case of clayey slope subjected to earthquake loading. (Duncan et al. 2014) signify that the pseudo-static analysis procedures are appropriate only for cases involving soils that do not lose significant strength (no more than 15 to 20 %) during an earthquake. They also indicate that strength losses of no more than 15-20% can be safely ignored because most of soils that are subjected to undrained loading at the rates imposed by earthquakes will exhibit

strengths that are 20 to 50 % higher than the shear strength measured in conventional static loading tests (Duncan et al. 2014).

Static analyses were firstly carried out and some of their results are presented in the forthcoming section. An important number of dynamic analyses have been conducted as well to examine the variation of the seismic force with depth; some results are presented in (Ghobrial et al. 2017). It was found that the variation of the spectral acceleration follows more or less a transcendental function. It was noticed that the inertial force varies, in general, with the thickness of the deposit in such a way that it is minimal at the bedrock and increases gradually to its maximum at the surface. Additionally, a conventional pseudo-static analysis was also conducted using four different accelerations: 0.05g-0.1g-0.15g-0.2g. Some results are presented in Karray and Ghobrial (2013) and (Ghobrial et al. 2015). From the presented results, it was demonstrated that the use of a constant seismic coefficient gives a discordant failure surface compared to the dynamic failure surface. Moreover, the seismic coefficient giving the same dynamic factor of safety was less than the common values in Quebec. In response to this finding, a spectral pseudo-static analysis has already been performed aiming at developing a formula for a variable seismic coefficient leading to the same factor of safety and nearly the same slip surface of the dynamic analysis. This formula shall take into account the geometry of the slope as well as the dynamic properties of the seismic ground motion. It also depends on the maximum acceleration applied to the bedrock. The process of how to apply the coefficient in the numerical analysis is described in (Karray et Ghobrial 2013, Ghobrial et al. 2015, 2017) and briefly described at the end of this section.

Based on the then propitious findings of the application of a variable seismic coefficient and based on, as well, the deficiencies of the conventional pseudo-static approach, an extensive parametric study was conducted to establish charts for realistic values of the seismic coefficient compatible with the seismicity of Eastern Canada. However, such a study, on one hand, needs huge effort and time. On the other hand, realistic values of the seismic coefficient mean to take into account other factors affecting the dynamic response

of a slope other than the seismic zone. These factors include the geometry of the slope (inclination, height of slope, thickness of soil deposit), the variation of shear strength and dynamic properties of the soil. The present study examines mainly the effect of the geometry of the slope and the thickness of the soil deposit on the pseudo-static coefficient in the zone of Quebec City (and similar seismic zones). This zone is classified as zone 4 according to the CEHQ (Figure 1).

The main result of the parametric study is the development of a spectral pseudo-static approach. In this approach, the main element is the proposed variable seismic coefficient. More than a formula was tested, but the retained formula is the simplest and more practical than the others. This formula is formulated as follow:

$$k_{h(z)} = k_{ho} [1 + a(Z/H_t)^b] \quad (3)$$

Where k_{ho} is the seismic coefficient at the bedrock (initial value); H_t is the total height of both the slope and the deposit; a and b are two coefficients that affects the shape and the position of the slip surface; and z represents the variation of the height measured from the presumed bedrock (Figure 2c). It was generally found that a and b are equal to 2 except for slope height equals to 5, where a and b may vary.

The procedure to numerically apply this approach is to multiply the coefficient to the mass of each element in the model to obtain the seismic force which is afterwards applied in the critical direction of the stability of the slope. The magnitude of $k_{h(z)}$ has an effect on the intensity of the force, and therefore on the failure surface. Different values of k_{ho} at the base of the model or the k_h at the surface were thus examined in order to have the same factor of safety of the dynamic analysis as well as the same shape of the slip surface (Karray et Ghobrial 2013, Ghobrial et al. 2015).

3. Numerical Analyses Results

Static, dynamic and conventional pseudo-static are the three types of analyses that, as mentioned before, were carried out before developing the spectral pseudo-static

approach. As the dynamic condition is a short-term stability problem, total stress analysis was adopted for all types of analysis. The approach proposed by Karray et al. (2001) that allows to perform and compare the different types of analysis (static, dynamic and pseudo-static), by the reducing the shear strength by a factor, has been used. The use of undrained shear resistance without loss of resistance and total stress analysis approach is justified in the case of clayey slope subjected to seismic load.

3.1 Static analysis

The static analysis is important for comparison purposes with dynamic and pseudo-static calculations. In addition to carry out dynamic slope stability analysis, the slope must be statically stable. This doesn't mean, nonetheless, that the slope will be stable under the dynamic condition. Static stability analysis was carried out using the undrained shear parameters for the purpose of, on one hand, comparing its results with the subsequent analyses and on the other hand to evaluate the method used in estimating the factor of safety and that will be described thereafter. A module to calculate the factor of safety for slope stability analysis under static condition has already been integrated into FLAC. This module uses the shear strength reduction method to determine the factor of safety. However, since this module cannot be used to estimate the factor of safety in other types of analysis, the shear strength reduction method was manually applied following this procedure (Karray et al. 2001): a) for the same slope, any analysis is carried out many times using a reduced/amplified cohesion (the cohesion divided by a reduction factor); b) the relative horizontal displacement between two arbitrary points is determined. The two chosen points are a point in the mid-slope and the corresponding point at the bedrock; c) Plot the relative displacement as a function of the reduction factor; and d) a significant and sudden variation in the relative horizontal displacement corresponds to the sought factor of safety.

The described procedure was used to complete the static analysis. Furthermore, the factors of safety were verified using the built-in module, from which the manual

application of the shear strength reduction method was found to be properly carried out. The factors of safety of all slopes are presented in

Table 3. The failure surface of both the built-in module and the manual procedure are in good agreement (results are not presented). The relative displacement curves of the static analysis of slope 3H:1V are presented in Figure 3. Only the case of height of slope equals to 10m is presented as an example. The results of the slope 1.75H:1V are presented in (Ghobrial et al. 2017).

From Figure 3, the curves of the thicknesses 10 m, 20 m and 30 m are superimposed giving the same factor of safety, because the slip surface is almost the same. For $H_D=5\text{m}$, the factor of safety is slightly greater than the other three thicknesses. For the slope 3H:1V, the depth of the slip surface is about 10 m below the toe of the slope for $H_D=10\text{ m}$, 20 m and 30 m; while it passes tangentially to the bedrock in $H_D=5\text{ m}$. This is true for heights of slope equals to 10 m and 15 m. This can explain why the factor of safety of $H_D=5\text{ m}$ is slightly higher than the other thicknesses of the soil deposit. For $H_S=5\text{ m}$, and in the cases of $H_D=10\text{ m}$, 20 m and 30 m, the failure surface is at 10 m depth, however another failure surface is formed at 5 m depth and it is merged with the first one. Hence, the factor of safety is close to the one of $H_D=5\text{ m}$.

From the curves of relative displacement for static and dynamic analyses for the slope 6H:1V (figures are not presented). The static curves of the thicknesses 20 m and 30 m are superimposed giving the same factor of safety. For $H_D=5\text{ m}$ and 10 m, the factor of safety is slightly greater than the other two thicknesses. The slip surface (figures are not presented) passes by the bedrock for $H_D=5\text{ m}$ and 10 m giving two distinct relative displacement curves for these two thicknesses for all heights of slope. For $H_D=20\text{ m}$ and $H_S=5\text{ m}$, a principal failure surface that passes 10 m below the toe level of the slope and a secondary failure surface that developed 5 m below the principal one. For $H_D=20\text{ m}$ and $H_S=10\text{ m}$, a principal failure surface passes tangentially to the bedrock, a secondary failure surface also developed 5 m above the bedrock. For $H_D=20\text{ m}$ and $H_S=15\text{ m}$, only a principal failure surface passes tangentially to the bedrock.

3.2 Dynamic Analysis

The dynamic analysis is the core of this study. Hence, six earthquakes compatible with the seismic region of Quebec City were initially used on a sample slope to perform a dynamic analysis in order to compare the factor of safety as well as the failure surface produced from all of them. These earthquakes are: a synthetic earthquake generated by the code SIMQKE, three synthetic earthquakes by Atkinson, Saguenay earthquake (1988) measured at Quebec City, and Nahanni earthquake, site 1 (1985). Comparing the response spectra of these earthquakes with the design spectrum of Quebec City provided in the national building code, NBC 2005 and 2010, it was obvious that all spectra must be multiplied by a factor so that they match the design spectrum (Figure 4). The figures of the earthquakes accelerograms, the response spectra of these earthquakes and the comparison between these spectra and the design spectrum are presented in Ghobrial et al. (2017). The failure surfaces resulted from the six earthquakes as well as the factors of safety are almost identical. Accordingly, only the earthquake generated using the conditioned earthquake ground motion simulator SIMQKE (Vanmarcke et al. 1976, 1997) was used in the whole parametric study (Figure 4).

The relative displacement-reduction factor curves are plotted using the same shear strength reduction procedure as proposed by Karray et al. (2001). The pronounced and sudden change in the relative displacement was not observed in the dynamic analysis, but it is more or less smooth. As the minimum reduction factor leading to the failure is not directly identifiable in the dynamic analysis, the factor of safety is determined by constructing two tangents (or the best-fitting line between the points): one to the first segment of the curve and the other one to the lower segment of the curve. Both segments are almost straight lines. The bisector is then drawn intersecting the curve at a point. This point is considered where the failure approximately occurs. Moreover, the factor of safety is linked to the development of the failure surface, so the creation of the failure surface is examined throughout the shear strength reduction analysis. The aforementioned approach was found to properly estimate the factor of safety (Ghobrial et al. 2015).

The relative displacement – reduction factor curves are depicted in Figure 3 along with the static curves for slope 3H:1V. The relative displacement– reduction factor curves for the slope 6h:1V are not presented in this paper to sooth the figures. As for the curves of the slope 1.75H:1V, they are presented in Ghobrial et al. (2017). Generally, the factor of safety decreases with the increase of the thickness of the soil deposit, H_D ; and no curve coincides with one another. However, the difference of the factors of safety in some cases cannot be noticed and they have the same factor of safety. For example, slope 3H:1V, $H_S=10$ m, $H_D=20$ m and 30 m; and slope 6H:1V, $H_S=5$ m, $H_D=10$ m and 20 m. In the latter the percent difference between the factor of safety of $H_D=5$ m (the highest) and 30m (the least) is about 10%. As can be seen in Figure 5, the variation of the factor of safety with the thickness of the soil deposit follows a logarithmic or a power function trend in all cases except for the slope 1.75H:1V and $H_S=5$ m where the factor of safety is practically constant (the percent difference is about 3%). Finally, the factors of safety of dynamic analysis are presented in Table 4.

3.3 Spectral Pseudo-Static Analysis results

As mentioned before, different formulae were examined but the simplest and most practical form is given by equation (3). The variation of both coefficients a and b are given in Table 5. Most of the values are 2 for both coefficients except for the slope 1.75H:1V and the slope 3H:1V for height of slope equals to 5m.

Figure 6 shows an example of the relative displacement curves as a function of the factor of safety calculated for the slope 3H:1V with height of slope 10 m and thickness of soil deposit equals to 10m. The curves are the results of the spectral pseudo-static analysis using different values of k_{ho} and equation 3 for $k_{h(z)}$. This type of curves was established for all the cases considered in this study (cases shown in Table 3 and Table 4).

In order to find the appropriate value of k_{ho} , the corresponding relative displacement curve of the dynamic analysis is plotted along with the spectral pseudo-static curves. The proper value of k_{ho} is the one that gives the same factor of safety of the dynamic analysis

as well as the same form of the slip surface. It has been found that the relation between the value of k_{ho} and the corresponding factor of safety is almost linear and the factor of safety in the spectral pseudo-static analysis decreases as the value of k_{ho} increases as expected. For example, in figure 6, the factors of safety obtained from the spectral pseudo-static analysis are 1.26, 1.19 and 1.12 corresponding to k_{ho} equals to 0.02, 0.03 and 0.04, respectively. The dynamic factor of safety of this case is 1.25, so the k_{ho} giving the same dynamic factor of safety is almost 0.02.

From the previous type of figures, the values of $k_h(z)$ on the surface of the ground were determined for all slope inclinations. Figures 7 to 9 show the variation of the seismic coefficient calculated at the surface of the soil (on the crest) as a function of the natural period of the soil deposit (considering all the deposit). The natural period is calculated using the elasticity theory following equation (4). Figure 7 shows the variation of the pseudo-static coefficients for the height of slope equals to 5 m; this variation decreases for all slopes with the thickness of the soil deposits (natural period of the soil deposit). Moreover, it can be noticed that some values are higher than the constant seismic coefficient used in Quebec for zone 4 (zone of Quebec City) according to the chart of the *centre d'expertise hydrique du Quebec*, especially for steeper slopes with low natural periods. Figure 8 shows the variation of the pseudo-static coefficients for the height of slope equals to 10 m. The general trend of this variation is the coefficient increases with the thickness of the soil deposit in the case of 1.75H:1V and 3H:1V. However, the value decreases when the thickness increases from 5 m to 10 m then the value of the coefficient increases at thickness of soil deposit equals to 20 m then slightly decreases. It can be seen that the values of the slope 1.75H:1V are more or less equal to the constant value of the seismic coefficient (0.15) and the values for the other two slopes are less than 0.15. As for the slope 6H:1V, the pseudo-static coefficient is fairly constant with the thickness of the soil deposit. Figure 9 shows the variation of the pseudo-static coefficients for the height of slope equals to 15 m. From this figure, the coefficient increases slightly with the thickness of the soil deposit. All values are less than 0.15.

$$T_o = \frac{4H}{V_s} \quad (4)$$

3.4 Effect of thicker soil deposits and the rigidity: Introductory study

Two other parameters were examined as a prelude for further investigation, being the rigidity, G , and soil deposits thickness, H_D , greater than 30 m. At these greater depths, the clay becomes normally consolidated. The rigidity depends mainly on the soil density and the shear wave velocity. Hence to examine the rigidity, the half value (shear wave velocity factor=0.5) and the one-and-half value (shear wave velocity factor=1.5) of the shear wave velocity used in the parametric analysis were used to examine the effect of changing the shear wave velocity (and hence the natural period of the slope) on the spectral pseudo-static coefficient. Only a case of the slope 1.75H:1V and another of the slope 3H:1V are presented, being $H_S=10\text{m}$. In the case of a factor of shear wave velocity equals to 0.5 (Figure 10b), the pseudo-static coefficient was found to be fairly constant for the slope inclination of 1.75H: 1V and decreases slightly with increasing the thickness of soil deposit in the case of 3H: 1V. In the case of a factor of shear wave velocity equals to 1.5 (Figure 10c), the spectral pseudo-static coefficient increases significantly as a function of the thickness of the soil deposit for the slopes of 1.75H: 1V. In the case of a slope of 3H: 1V, the coefficient is fairly constant with the thickness of the deposit except for $H_D=10\text{m}$.

Figure 10a shows that the variation of the spectral pseudo-static coefficient at the surface at depths 40 and 50m for $H_S=10\text{m}$ for the slope 1.75H:1V and the slope 3H:1V. It can be noticed that the value of the coefficient is almost constant for these two thicknesses.

4. Discussion

4.1 Failure surface

Neither the static surface nor the conventional pseudo-static surfaces are presented in this paper: 1. the static case is of no interest; 2. the non-effectiveness of the conventional pseudo-static numerically was already presented in Karray and Ghobrial (2013) and

Ghobrial et al. (2015). In the latter, it was shown that by applying a greater constant coefficient with depth, the failure surface becomes deeper and wider.

Dynamic slip surfaces are shown in the left column of Figure 11 (slope 6H:1V and $H_S=5$ m), Figure 12 (slope 6H:1V and $H_S=10$ m), and Figure 13 (slope 6H:1V and $H_S=15$ m). In all the figures, the dynamic surface is drawn over the shear strain obtained from FLAC in a dotted line in order to compare the dynamic slip surface with the one resulting from the spectral pseudo-static analysis. In Figure 11, the failure surfaces in the cases of $H_D=5$ m and 10 m are tangent to the bedrock. As for the extent of the failure surface, it is wider in the dynamic analysis for $H_D=5$ m than in the spectral pseudo-static analysis by about 10 m and almost the same for $H_D=10$ m. For $H_D=20$ m, two main failure surfaces appeared at 10 m and 15 m below the toe of the slope and a third one passes at 20 m but less significant. In the spectral pseudo-static analysis, a pronounced failure surface at 15 m was observed and a less significant one appeared at 10 m. The extent of the failure surface in the dynamic analysis is wider than in the spectral pseudo-static analysis. In the dynamic analysis of $H_D=30$ m, five failure surfaces appeared at 10, 15, 20, 25 and 30 m, while in the spectral pseudo-static analysis, two failure surfaces appeared at 15 m and 20 m. Returning to the failure surface in the dynamic analysis, the two failure surfaces at 15 m and 20 m deep are the more significant than the other that make a good agreement with the spectral pseudo-static analysis. The extent of the failure surface is almost the same in both analyses.

Comparing the resulting failure surfaces by both the dynamic and the spectral pseudo-static analyses in Figure 12, the failure surface of $H_D=5$, 10 and 20 m, passes tangentially by the bedrock. However, in the case of $H_D=20$ m, there is a second failure surface appeared at 15 m below the toe of the slope. This second failure surface appears in both analyses. In the case of $H_D=30$ m, two predominant failure surfaces appeared at 15 m and 20 m below the toe of the slope and a less pronounced third failure surface passes tangentially by the bedrock. In the spectral pseudo-static analysis, the first two failure

surfaces appeared. However, the extent of the failure surface at the top of the slope in the spectral pseudo-static is less by about 10 m than the one obtained by the dynamic analysis. In the first three cases of Figure 13, i.e. $H_D=5, 10, 20$ m, the depth of the failure surface is limited by the top of bedrock. The same failure surfaces are almost obtained using the spectral pseudo-static method. Regarding the extent of the failure surfaces, it extends at the bottom between the toe and less than 10 m for both dynamic and spectral pseudo-static analyses. At the top, it extends dynamically to 40 m beyond the top of the slope, and between 30 and 40 m in the spectral pseudo-static analysis. In the case of $H_D=30$ m, the depth of the main failure surface is about 20 m deep below the toe of the slope which is the same result obtained from the spectral pseudo-static analysis. In the dynamic analysis, it can be noticed the formation of another failure surface shallower than the main one by 5 m; this secondary failure surface is also noticed in the spectral pseudo-static analysis. However, the surface is deeper than the main failure surface by about 5 m. As for the shape of the main failure surface, it is the same in both analyses and it extends 10 m away from the toe of the slope and approximately 40 m away from the top of the slope.

4.2 Wavelength Effect

Before trying to explain these results, Figure 14 shows schematically the principle of soil movement inside a soil mass potentially unstable for both non-synchronized and synchronized phases. Figure 15 shows a sketch of the relation between the wavelength and the length, in the horizontal direction, of the failure surface. In Figure 15a, the wavelength of the dynamic event, λ , is approximately equals to the length of the failure surface, l_f , i.e. the half of the wavelength is less than the length of the failure surface. In this case, half of the soil mass confined the failure surface will move in a direction and the other half will move in the opposite direction. Hence, to have a soil mass that all moves in the same direction, the wavelength must be about twice the length of the failure surface or greater (figure 15b). Approximately, for a given V_s , the natural period of the deposit is controlled by the total height. Hence, the natural period is equal to four times the total height divided by the shear wave velocity (equation 4). Moreover, the wavelength is equal

to the shear wave velocity multiplied by the natural period. The wavelength is then equal to four times the total height of the deposit. The pseudo-static approach assumes the synchronized movement of the soil wedge, i.e. it assumes long wavelength (low frequency, high period) is only considered in the analysis. Figure 14(a) shows a synchronised movement inside the unstable soil mass which occurs in the case of long wavelength like in Figure 15(b). Long wavelength means a low frequency. Whereas Figure 14(b) shows a non-synchronised movement inside the unstable soil mass which occurs in the case of short wavelength like in Figure 15(a). Short wavelength means a high frequency movement. So there are two factors influencing the pseudo-static coefficient but have opposite effects (in the context of the seismicity of Eastern Canada) and that will therefore influence the dynamic response. The first factor is related to the fact that when the thickness of a deposit decreases its period decreases and the seismic energy is becoming more important in the context of Eastern Canada seismicity (Figure 4a). This factor is connected to the seismicity of the region where the slope to be studied and the dynamic properties of the soil system (slope + foundation deposit). The second factor is related to the fact that when the natural period of the system decreases, the length of the wave decreases and the movement within a potentially unstable soil mass is less synchronized.

Moreover, when the thickness of the soil deposit increases, the natural period increases as well. Hence, this increase in the natural period involves the decrease of the energy of the seismic event (Fig. 5a). The seismic coefficient is expected to decrease which is true and obvious for the case of $H_s=5\text{m}$ for all slopes. However, in the cases of $H_s=10\text{ m}$ and 15 m , there is in some cases a trend that the value of the seismic coefficient to increase. This can be explained as follows: When the natural period of a deposit increases (i.e. the fundamental frequency decreases), the wave length increases ($\lambda=V/f$). This means that the potentially unstable soil mass becomes more synchronized and vice-versa as explained in the previous paragraph.

As for the introductory analysis made to examine the effect of greater thickness than 30m; when the soil deposit becomes thick, its natural period increases and its wavelength need to be higher so that the movement inside a rupture surface is synchronized and the principle of the pseudo-static method applies. At very large deposits (greater than 30-35 m), it appears that the wavelength of the higher mode of vibration (see Figure 15 and 16) becomes large enough that its upper half encompasses the entire failure surface. In figure 16, different vertical modes of vibration are shown (only the first two modes). Depending on the thickness, the second mode may affect the movement inside the soil mass, in which two movements in two directions appears. The point where the movement changes direction may be inside or below the bottom of the sliding mass. Hence it may affect the synchronization of the movement.

5. Conclusion

The use of conventional pseudo-static approach is widespread among the engineers to dynamically analyse a slope or an embankment. However, the effectiveness of the approach is questionable and has been always an object of research by the specialists. This approach hasn't only failed a few times to assess the failure happened in real cases around the world, but it gave a secure factor of safety instead of predicting the occurred failure. Many parameters usually affect the dynamic response of a slope, but the different values of the seismic coefficient always depend mainly and merely on the seismic zone. A few researchers found that the acceleration is not constant within the height of a slope under seismic loading, however, the values used in the literature for the seismic coefficient are always constant.

(Karray et Ghobrial 2011, Ghobrial et al. 2015) found out through conducting the conventional pseudo-static analysis that it failed to predict the failure surface obtained by the dynamic analysis. Ghobrial et al. (2015) demonstrated the deficiency of using numerically a constant seismic coefficient i.e. not to first determine statically the failure surface, but to apply a constant coefficient then to search for the failure surface. Hence, a

variable seismic coefficient was used numerically, and the variation follows a transcendental function.

Generally speaking, the spectral pseudo-static coefficient decreases with the natural period for all slopes' inclination for $H_s=5\text{m}$. Whereas, the coefficient tends to increase for $H_s=10\text{m}$ and 15 m . Moreover, the increase in the height of slope seems to generally decrease the value of the seismic coefficient for the same natural period. More than a factor affects the behaviour of a slope during an earthquake: The wavelength compared to the extent of the failure surface, the energy transmitted to the slope due to the tremor, and the mode of vibration. These factors have a reverse inter-effect.

Failure surfaces obtained by the spectral pseudo-static analysis are in good agreement (depth-wise) with the failure surfaces obtained by the dynamic analysis. In some cases, more than one failure surface appeared in the dynamic analysis and the same number of failure surfaces appeared as well in the spectral pseudo-static analysis in almost all the cases.

Acknowledgements

The authors would like to express their gratitude to le Ministère des Transports, de la Mobilité Durable et de l'Électrification des Transports for supporting this research.

References

- Abramson, L.W., Lee, T.S., Sharma, S., et Boyce, G.M. 2002. Slope Stability and Stabilization Methods. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Akhlaghi, T., et Nikkar, A. 2014. Evaluation of the Pseudostatic Analyses of Earth Dams Using FE Simulation and Observed Earthquake-Induced Deformations: Case Studies of Upper San Fernando and Kitayama Dams. The Scientific World Journal, **2014**: 1-12. doi:10.1155/2014/585462.
- Algermissen, S.T. 1969. Seismic Risk Studies in the United States. *Dans* Fourth World Conference on Earthquake Engineering. Santiago, Chile.

-
- Ambraseys, N.N. 1960. The Seismic Stability of Earth Dam. *Dans* Second World Conference on Earthquake Engineering, Volume 2. Tokyo, Japan. p. 1345-1363.
- Athanasopoulos, G.A., et Richart, F.E. 1983. Correlation between G_0 and T_{max} for Kaolinite Clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, **109**(5): 719-723. Available à l'adresse [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1983\)109:5\(719\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:5(719)).
- Bishop, A.W. 1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Géotechnique*, **5**(1): 7-17.
- Canadian Geotechnical Society. 2006. Canadian Foundation Engineering Manual. *Dans* 4th édition. The canadian geotechnical society c/o BiTech Publisher Ltd., Canada.
- Carroll, W.F. 1963. Dynamic Bearing Capacity of Soils. Vertical Displacements of Spread Footing on Clay: Static and Impulsive Loadings. Vicksburg, Mississippi.
- Casagrande, A., et Shannon, W.L. 1949. Strength of Soils under Dynamic Loads. *Transactions of the american society of civil engineers*, **114**: 755-772.
- Çelebi, M., Page, R.A., Safak, E., U.S. Geological Survey, Çelebi, M., Page, R.A., et Safak, E. 2005. Monitoring Earthquake Shaking in Buildings to Reduce Loss of Life and Property.
- Centre d'expertise hydrique du Québec. 2013. Carte numérique. Available à l'adresse https://www.cehq.gouv.qc.ca/loisreglements/barrages/reglement/Seismiques_QC_150.pdf.
- Culmann, K. 1866. *Die graphische Statik*. Zurich.
- Dakoulas, P., et Gazetas, G. 1986. Seismic shear strains and seismic coefficients in dams and embankments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **5**(2): 75-83.
- Das, B.M., et Ramana, G. V. 2011. *Principles of Soil Dynamics*. Cengage Learning, USA.
- Day, R.W. 2002. *Geotechnical earthquake engineering handbook*. McGraw-Hill Companies, Inc., USA.
- Department of Navy. 1971. *Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures*, NAVFAC DM-7. Naval Facilities Engineering Command, Philadelphia.
-

-
- Duncan, J.M., Wright, S.G., et Brandon, T.L. 2014. Soil Strength and Slope Stability. *Dans* Second. John Wiley & Sons, Inc., New Jersey.
- Fang, H.-Y. 1991. Foundation engineering handbook. Chapman & Hall, New York.
- Fellenius, W. 1936. Calculation of Stability of Earth Dams. *Dans* Transactions of 2nd congress Large Dams, Vol. 4. Washington D.C. p. 445-462.
- Frank, H., et Althoen, S.C. 1995. Quantitative description of a statistical relation. *Dans* Statistics: concepts and applications. Cambridge University Press. p. 106-125.
- Franklin, A.G., et Chang, F.K. 1977. Earthquake Resistance of Earth and Rock Fill Dams: Permanent Displacements of Earth Embankment by Newmark Sliding Block Analysis. USAE, Misc, Vicksburg, Mississippi.
- Ghobrial, F., Karray, M., Delisle, M.-C., et Ledoux, C. 2015. Development of Spectral Pseudo-static Method for Dynamic Clayey Slope Stability Analysis. *Dans* 68th Candian Geotechnical Conference. Quebec City, Quebec, Canada.
- Ghobrial, F., Karray, M., Delisle, M.-C., et Ledoux, C. 2017. Novel Spectral Pseudo-Static Method for Dynamic Clayey Slope Analysis. Computers and Geotechnics, **N/A(N/A)**: N/A.
- Gibson, M., et Morgenstern, N.R. 1962. A Note on the Stability of Cuttings in Normally Consolidated Clays. *Géotechnique*, **12**(3): 212-216.
- Hara, A. 1970. Research on Dynamic Characteristics by Dynamic Triaxial Tests, part 2. *Dans* Abstracts, Technical Meeting of Architectural Institute of Japan (en Japonais).
- Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S., et Banno, T. 1974. Shear modulus and shear strength of cohesive soils. Soils and Foundations, Japanese society of soil mechanics and foundation engineering, **14**(3): 1-12.
- Hardin, B.O. 1978. The Nature of Stress-Strain Behavior for Soils. *Dans* ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Pasadena, California. p. 1-90.
- Hardin, B.O., et Drnevich, V.P. 1970. Shear Modulus and Damping in Soils, II. Design
-

-
- Equations and Curves. *Dans* Technical Report UKY 27-70-CE3, Soil Mechanics Series No. 2. Department of Civil Engineering, University of Kentucky.
- Hasancebi, N., et Ulusay, R. 2007. Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessments. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, **66**(2): 203-213. Springer Verlag, Department of Geological Engineering, Hacettepe University, Beytepe, Ankara 06800, Turkey. doi:10.1007/s10064-006-0063-0.
- Houston, S.L., Houston, W.N., et Padilla, J.M. 1987. Microcomputer-Aided Evaluation of Earthquake-Induced Permanent Slope Displacements. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, **2**(3): 207-222.
- Huang, Y.H. 1975. Stability Charts for Earth Embankments. *Transportation Reserach Record*, **548**: 1-12. Transportation Reserach Board, Washington D.C.
- Huang, Y.H. 1979. Stability Charts for Refuse Dams. *Dans* Proceedings of the 5th Kentucky Coal Refuse Disposal and Utilization Seminar and Stability Analysis of Refuse Dam Workshop. Lexington, KY. p. 57-65.
- Huang, Y.H. 1980. Stability Charts for Effective Stress Analysis of Nonn-homogeneous Embankments. *Transportation Reserach Record*, **749**: 72-74. Transportation Reserach Board, Washington, D.C.
- Huang, Y.H. 1983. *Stability Analysis of Earth Slopes*. Van Nostrand Reinhold Company Inc., New York, USA.
- Huang, Y.H., et Avery, M.C. 1976. Stability of Slopes by the Logarithmic-Spiral Method. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, **102**(GT1): 41-49.
- Hunter, J.H., et Schuster, R.L. 1968. Stability of Simple Cuttings in Normally Consolidated Clays. *Géotechnique*, **18**(3): 372-378.
- Hynes-Griffin, M.E., et Franklin, A.G. 1984. Rationalizing the Seismic Coefficient Method.
- Imai, T. 1977. P- and S-wave Velocities of the Ground in Japan. *Dans* 9th International Confercnce on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo, Japan. p.
-

257-260.

Imai, T., et Yoshimura, M. 1970. Elastic wave velocities and characteristics of soft soil deposits. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, **18**(1): (in Japanese).

Instituto Nacional de Prevención Sísmica. (s. d.). Daños en vías de tren producidos por terremotos. Available à l'adresse <http://contenidos.inpres.gob.ar/terremotos/Terraplen-vías-29-04-1965-Seattle-EEUU> [consulté le 12 décembre 2012].

Itasca Consulting Group Inc. 2008. *Fast Lagrangian Analysis of Continua, Dynamic Analysis*.

Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T., et Lancellotta, R. 1985. New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. *Dans Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1. San Francisco, California. p. 57-154.

Janbu, N. 1954. Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis. *Dans Proceedings of the European Conference on Stability of Earth Slopes*, Volume 3. Stockholm, p. 43-49.

Janbu, N. 1973. Slope Stability Computations. *Dans Embankment dam engineering : Casagrande volume. Édité par R.C. Hirschfeld et S.J. Poulos*. John Wiley & Sons, New York, USA. p. 47-86.

Jibson, R.W. 1993. Predicting earthquake-induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis. *Transportation research record*, **1411**: 9-17. Available à l'adresse <http://dx.doi.org/>.

Jibson, R.W., et Keefer, D.K. 1993. Analysis of the seismic origin of landslides: examples from the New Madrid seismic zone. *Geological Society of America Bulletin*, **105**(4): 521-536. Available à l'adresse <http://pubs.er.usgs.gov/publication/70018395>.

Kanai, K., Tanaka, T., Morishita, T., et Osada, K. 1966. Observation of Microtremors.XI. : Matsushiro Earthquake Swarm Area. *Bulletin of Earthquake Research Institute*,

XLIV(3): 1297-1333.

- Karray, M., et Ghobrial, F. 2011. Dynamique des pentes argileuses et des remblais construits sur des dépôts d'argile.
- Karray, M., et Ghobrial, F. 2013. Analyse Dynamique des Pentes Argileuses et des Remblais Construits sur des Dépôts d'Argile. Report No. Geo-03-13; Presented to Ministère des Transports du Québec.
- Karray, M., Ghobrial, F., et Souilem, M. 2015. Analyse dynamique des pentes argileuses et des remblais construits sur des dépôts d'argile - Phase II. Report No. Geo-01-15; Presented to Ministère des Transports du Québec.
- Karray, M., Hussien, M.N., Ghobrial, F., Delisle, M.-C., Locat, P., Mompin, R., Ledoux, C., Fredlund, M., Lu, H., et Thode, R. 2017. Incorporation of the spectral pseudo-static procedure into the limit equilibrium slope stability software SVSLOPE. *Dans GeoOttawa 2017*.
- Karray, M., Lefebvre, G., et Touileb, B.N. 2001. A procedure to compare the results of dynamic and Pseudo-Static slope stability analyses. *Dans 54th Canadian Geotechnical Conference/ 2th Joint IAH and CGS Groundwater Conference*. p. 888-893.
- Keefer, D.K. 1984. Landslides caused by earthquakes. *Geologic Society of America Bulletin*, **95**(2): 406-421.
- Keefer, D.K., et Wilson, R.C. 1989. Predicting earthquake-induced landslides, with emphasis on arid and semi-arid environments. *Dans Landslides in a semi-arid environment with emphasis on the Inland Valleys of Southern California, Volume 2*. Édité par P.M. Sadler et D.M. Morton. Inland Geological Society of Southern California Publications, Riverside. p. 118-149.
- Koppula, S.D. 1984a. On Stability of Slopes in Clays with Linearly Increasing Strength. *Canadian geotechnical journal*, **21**(3): 577-581.
- Koppula, S.D. 1984b. Pseudo-Static Analysis of Clay Slopes Subjected to Earthquakes.
-

-
- Geotechnique, **34**(1): 71-79.
- Kramer, S.L. 1996. Geotechnical earthquake engineering. Prentice-Hall, USA.
- Kumar, K. 2008. Basic Geotechnical Earthquake Engineering. New Age International (P) Limited.
- Lamontagne, M. 2008a. Les dommages dus aux tremblements de terre dans la région de Québec entre 1608 et 2007. Ottawa, Ontario.
- Lamontagne, M. 2008b. Earthquakes in eastern Canada: a threat that can be mitigated. *Dans Proceedings of the 4th Canadian Conference on Geohazards: From Causes to Management. Édité par J. Locat, D. Perret, D. Turmel, D. Demers, et S. Leroueil.* p. 13-24.
- Lefebvre, G. 1996. Soft sensitive clays. Special Report - Transportation Research Board,; 607-619. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, United States (USA).
- Lefebvre, G. 2017. Sensitive Clays of Eastern Canada: From Geology to Slope Stability. *Dans Landslides in Sensitive Clays: From Research to Implementation. Édité par V. Thakur, J.-S. L'Heureux, et A. Locat.* Springer International Publishing, Cham. p. 15-34. doi:10.1007/978-3-319-56487-6_2.
- Lefebvre, G., Leboeuf, D., Hornych, P., et Tanguay, L. 1992. Slope failures associated with the 1988 Saguenay earthquake, Quebec, Canada. Canadian geotechnical journal, **29**(1): 117-130.
- Leroueil, S. 1999. Geotechnical characteristics of eastern Canada clays. *Dans Characterization of soft marine clays : proceedings of the International Symposium on Characterization of Soft Marine Clays--Bothkennar, Drammen, Quebec and Ariake Clays, Yokosuka, Japan, 26-28 February 1997.* A.A. Balkema, Rotterdam; Brookfield, VT. p. 3-32.
- Leshchinsky, D., et San, K.-C. 1994. Pseudostatic Seismic Stability of Slopes: Design Charts. Journal of Geotechnical Engineering, **120**(9): 1514-1532.
-

-
- Locat, J. 2011. La localisation et la magnitude du séisme du 5 février 1663 (Charlevoix) revues à l'aide des mouvements de terrain1Version initiale présentée à la 4e Conférence canadienne sur les géorisques, Québec, mai 2008. *Canadian Geotechnical Journal*, **48**(8): 1266-1286. doi:10.1139/t11-029.
- Locat, J., et Beausejour, N. 1987. Corrélations entre des propriétés mécaniques dynamiques et statiques de sols argileux intacts et traités à la chaux. *Canadian geotechnical journal*, **24**(3): 327-334. Univ Laval, Ste. -Foy, Que, Can, Univ Laval, Ste. -Foy, Que, Can.
- Locat, J., Lefebvre, G., et Ballivy, G. 1984. Mineralogy, chemistry, and physical properties interrelationships of some sensitive clays from Eastern Canada. *Canadian Geotechnical Journal*, **21**(3): 530-540. NRC Research Press. doi:10.1139/t84-055.
- Locat, J., et St-Gelais, D. 2014. Nature of Sensitive Clays from Québec BT - Landslides in Sensitive Clays: From Geosciences to Risk Management. *Édité par J.-S. L'Heureux, A. Locat, S. Leroueil, D. Demers, et J. Locat*. Springer Netherlands, Dordrecht. p. 25-37. doi:10.1007/978-94-007-7079-9_3.
- Lowe, J., et Karafiath, L. 1960. Stability of Earth Dams upon Drawdown. *Dans Proceedings of the First PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Mexican Society of Soil Mechanics, Mexico D.F. p. 537-552.
- Majumdar, D.K. 1971. Stability of Soil Slopes under Horizontal Earthquake Force. *Geotechnique*, **34**(1): 71-79.
- Makdisi, F.I., et Seed, H.B. 1977. Simplified Procedure for Computing Maximum Acceleration and Natural Period for Embankments. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- Makdisi, F.I., et Seed, H.B. 1978. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, **104**(GT7): 849-867.
- Marcuson III, W.F.; Franklin, A.G. 1983. Seismic Design, Analysis, and Remedial
-

-
- Measures to Improve Stability of Existing Earth Dams. Washington, D.C.
- Marcuson III, W.F. 1981. Session 7: Moderator's Report. *Dans* International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. p. 1175. Available à l'adresse <http://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/01icrageesd/session07/24%0A>.
- De Melo, C.B.C. 2000. Seismic coefficients for pseudostatic slope analysis. University of Idaho, USA.
- Mendez, C. 1971. Computerized Slope Stability, the Sliding Block Problem. Lafayette, IN.
- Morgenstern, N.R., et Price, V.E. 1965. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Géotechnique*, **15**(1): 79-93. doi:10.1680/geot.1965.15.1.79.
- Nacci, V.A., et Taylor, R.J. 1968. Influence of Clay Structure on Elastic Wave Velocities. *Dans* Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials. University of New Mexico Press, Albuquerque, NM. p. 491-502.
- Natural Resources Canada. 2011. Earthquake zones in Eastern Canada. Available à l'adresse <http://www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca/zones/eastcan-eng.php> [consulté le 26 février 2013].
- Newmark, N.M. 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, **15**(2): 139-160.
- Ohba, S., et Toriumi, I. 1970. Research on Vibrational Characteristics of Soil Deposits in Osaka, part 2, On Velocities of Wave Propagation and Predominant Periods of Soil Deposits. *Dans* Abstracts, Technical Meeting of Architectural Institute of Japan (en Japonais).
- Ohsaki, Y., et Iwasaki, R. 1973. On dynamic shear moduli and Poisson's ratios of soil deposits. *Soils and Foundations*, Japanese society of soil mechanics and foundation engineering, **13**(4): 61-73.
- Ohta, T., Hara, A., Niwa, M., et Sakano, T. 1972. Elastic Moduli of Soil Deposits Estimated
-

-
- by N-Values. *Dans* Proceedings of 7th Annual Conference, the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering (en Japonais).
- Page, R.A., Boore, D.M., et Yerkes, R.F. 2016. The Los Angeles Dam Story. Available à l'adresse <http://earthquake.usgs.gov/learn/publications/la-damstory/>.
- Pfendler, P. 1990. Résistance cyclique après précisaillage statique non drainé d'une argile de l'est du Canada. Université de Sherbrooke.
- Plafker, G., Ericksen, G.E., et Concha, J.F. 1971. Geological aspects of the May 31, 1970, Peru earthquake. Bulletin of the seismological society of America, **61**(3): 543-578.
- Prakash, S. 1981. Soil Dynamics. McGraw-Hill Book Company.
- Prasad, B.B. 2009. Fundamentals of Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
- Prater, E.G. 1979. Yield acceleration for seismic stability of slopes . journal of the geotechnical engineering division, ASCE, **105**(GT5): 682-687.
- Quigley, R.M. 1980. Geology, mineralogy, and geochemistry of Canadian soft soils: a geotechnical perspective. Canadian Geotechnical Journal, **17**(2): 261-285. NRC Research Press. doi:10.1139/t80-026.
- Reitherman, R. 2009. Robert V. Whitman, Oral History Series Vol. 17. *Édité Par* G.H. Shea. Earthquake Engineering Research Institute.
- Rosenqvist, I.T. 1946. Om de norske kvikkleirers egenskaper og mineralogiske sammensetning (About the properties of the Norwegian quick clays and mineralogical composition). Nordiska Ingeniörsrådet Förhandlingar, **10**(1). Nordiska Ingeniörsrådet Förhandlingar, Stockholm.
- Rosenqvist, I.T. 1953. Considerations of sensitivity of Norwegian quick-clays. Geotechnique, **3**(5): 195-200.
- Sarma, S.K. 1973. Stability Analysis of Embankments and Slopes. Géotechnique, **23**(3): 423-433. doi:10.1680/geot.1973.23.3.423.
- Sarma, S.K. 1975. Seismic Stability of Earth Dams and Embankments. Géotechnique, **25**(4): 743-761.
-

-
- Seed, H.B. 1979. Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams. *Géotechnique*, **29**(3): 215-263.
- Seed, H.B. 1981. Earthquake-Resistant Design of Earth Dams. *Dans Proceedings of the First International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics*. St. Louis, MO. p. 1157-1173.
- Seed, H.B. 1982. Earthquake-Resistant Design of Earth Dams. *Dans Geotechnical Problems and Practice of Dam Engineering*. A. A. Balkema, Bangkok, Thail. p. 41-60.
- Seed, H.B., et Idriss, I.M. 1970. Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, USA.
- Seed, H.B., Makdisi, F.I., et De Alba, P. 1978. Performance of earth dams during earthquakes. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, **104**(GT7).
- Seed, H.B., et Martin, G.R. 1966. The Seismic Coefficient in Earth Dam Design. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, **92**(SM3): 25-58.
- Seed, H.B., et Sultan, H.A. 1967. Stability Analysis for a Sloping Core Embankment. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, **93**(4): 69-83.
- Skempton, A.W. 1948. Vane Tests in the Alluvial Plain of the River Forth Near Grangemouth. *Géotechnique*, **1**(2): 111-124. doi:10.1680/geot.1948.1.2.111.
- Skempton, A.W., et Northey, R.D. 1952. Sensitivity of clays. *Geotechnique*, **3**(1): 30-53.
- Société canadienne de géotechnique. 1994. Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations. *Dans 2e édition. Édité Par* P. Morin.
- Société Canadienne De Géotechnique. 1994. Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations. *Dans 2e édition. The canadian geotechnical society c/o BiTech Publisher Ltd.*
- Société Canadienne De Géotechnique. 2013. Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations. *Dans 4e édition. The canadian geotechnical society c/o BiTech Publisher Ltd.*
-

-
- Spencer, E. 1967. A Method of analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces. *Géotechnique*, **17**(1): 11-26. doi:10.1680/geot.1967.17.1.11.
- Taniguchi, E., and Sasaki, Y. (1986). "Back Analysis of Landslide due to Naganoken Seibu Earthquake of September 14, 1984." Proceedings, XI ISSMFE Conference, Session
- Taylor, D.W. 1937. Stability of earth slopes. Boston Society of Civil Engineers -- Journal, **24**(3): 197-246. Boston Society of Civil Engineers, Boston, MA, United States.
- Taylor, D.W. 1947. Progress Report on Triaxial Shear Research and Pressure Distribution Studies on Soils. Vicksburg, Mississippi.
- Taylor, D.W. 1948. Fundamentals of Soil Mechanics. John Wiley & Sons, Inc.
- Terzaghi, K. 1950. Mechanism of Landslides. *Dans Application of Geology to Engineering Practice*. Geological Society of America, New York, N. Y. p. 83-123. doi:10.1130/Berkey.1950.83.
- Terzaghi, K., Perck, R.B., et Mesri, G. 1996. Soil Mechanics in Engineering Practice. *Dans* 3ème.
- Torrance, J.K. 1987. Quick Clays. *Dans Slope Stability. Édité par M.G. Anderson et K.S. Richards*. John Wiley and Sons, Inc. p. 447-473.
- Torrance, J.K. 2014. Chemistry, Sensitivity and Quick-Clay Landslide Amelioration BT - Landslides in Sensitive Clays: From Geosciences to Risk Management. *Édité par J.-S. L'Heureux, A. Locat, S. Leroueil, D. Demers, et J. Locat*. Springer Netherlands, Dordrecht. p. 15-24. doi:10.1007/978-94-007-7079-9_2.
- Towhata, I. 2008. Geotechnical Earthquake Engineering. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. p. 120-128. doi:10.1007/978-3-540-35783-4.
- U.S. Geological Survey. 2012. Historic Earthquakes.
- United States Society of Dams. 2007. Strength of materials for embankment dams. United States Society on Dams, Denver, Colorado.
- University of Washington. 2000a. 1964 Niigata earthquake, Japan. Available à l'adresse
-

-
- <https://depts.washington.edu/liquify/html/quakes/niigata/niigata.html>.
- University of Washington. 2000b. Where does liquefaction commonly occur? Available à l'adresse <https://depts.washington.edu/liquify/html/where/where1.html>.
- US Army Corps of Engineers. 1970. Stability of earth and rock-fill dams. U.S. Army Corps of Engineers.
- USGS. 2012. Earthquakes with 50,000 or More Deaths. Available à l'adresse https://web.archive.org/web/20130507101448/http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/most_destructive.php [consulté le 29 octobre 2018].
- Vanmarcke, E.H., Cornell, C.A., Gasparini, D.A., et Hou, S. 1976. SIMQKE-I: Simulation of Earthquake Ground Motions. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- Vanmarcke, E.H., Fenton, G.A., et Heredia-Zavoni, E. 1997. SIMQKE-II: Conditioned Earthquake Ground Motion Simulator. Princeton University.
- Vucetic, M., et Dobry, R. 1991. Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. *Journal of Geotechnical Engineering*, **117**(1): 89-107. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:1(89).
- Wieczorek, G.F., Wilson, R.C., et Harp, E.L. 1985. Map showing slope stability during earthquakes in San Mateo County, California. *Dans* IMAP. doi:10.3133/i1257E.
- Wu, X.Y., Law, K.T., et Selvadurai, A.P.S. 1991. An examination of the pseudo-static limit equilibrium method for dynamic stability analysis of slopes. *Dans* 44th Canadian Geotechnical Conference. p. 19.1-19.8.
- Yan, L. 1990. Hydraulic gradient similitude method for geotechnical modelling tests with emphasis on laterally loaded piles. Available à l'adresse <https://open.library.ubc.ca/collections/831/items/1.0050461>.
- Yegian, M.K., Marciano, E.A., et Ghahraman, V.G. 1991. Earthquake-induced permanent deformations. Probabilistic approach. *Journal of Geotechnical Engineering*, **117**(1): 35-50. Northeastern Univ, Boston, United States.
-

-
- Yokota, K., Imai, T., et Tomouchi, K. 1982. Geotechnical and Geophysical Methods for Evaluating Dynamic Soil Properties at Various Sites in Japan. *Dans Third International Earthquake Microzonation Conference Proceeding*. p. 1129-1144.
- Zelikson, A. 1969. Geotechnical Models using the Hydraulic Gradient Similarity Methods. *Géotechnique*, **19**(4): 495-508.

Table 1 Summary of the values of seismic coefficient in literature.

Value of seismic coefficient	Reference
<ul style="list-style-type: none"> • 0.10 for severe earthquake, Rossi-Forel scale IX (Partial or total destruction of buildings); • 0.25ⁱ for violent, destructive earthquake, Rossi-Forel scale X (Great disaster, ruins, disturbance of the strata, fissures in the ground, rock falls from mountains); This value is 0.20 according to Day (2002). • 0.5 for catastrophic earthquakes 	<ul style="list-style-type: none"> • (Terzaghi 1950)
<ul style="list-style-type: none"> • 0.1-0.15 With applying a strength loss 10%-20% • For small compacted clayey and dry or dense cohesionless embankments. 	<ul style="list-style-type: none"> • (Makdisi et Seed 1978)
<ul style="list-style-type: none"> • 0.15 with FS>1.15 (earth dams with crest acceleration <0.75g; no severe materials strength loss; permanent displacement up to 1m) 	<ul style="list-style-type: none"> • (Seed 1979)
<ul style="list-style-type: none"> • 0-0.27 	<ul style="list-style-type: none"> • (Algermissen 1969)
<ul style="list-style-type: none"> • 0.05-0.15 USA • <0.2 Japan • 0.1-0.15 typical values for earth dams with factor of safety=1-1.5 	<ul style="list-style-type: none"> • (Seed 1979)
<ul style="list-style-type: none"> • 1/3-1/2 PGA for dams • Consider the amplification/attenuation of the seismic shaking 	<ul style="list-style-type: none"> • (Marcuson III 1981, Marcuson III, W.F.; Franklin 1983)
<ul style="list-style-type: none"> • 0.5PGA for dams 	<ul style="list-style-type: none"> • (Hynes-Griffin et Franklin 1984)
<ul style="list-style-type: none"> • a_{max}/g for small slope failure mass • 0.65 a_{max}/g for intermediate slope failure mass • Lowest value for large failure mass <ul style="list-style-type: none"> ○ 0.1 for earthquakes of 6.5-magnitude (FS≥1.15) ○ 0.15 for earthquakes of 8.0-magnitude (FS≥1.15) 	<ul style="list-style-type: none"> • (Day 2002) based on Krinitzsky et al. (1993), Taniguchi and Sasaki (1986), and Seed (1979)
<ul style="list-style-type: none"> • 0.5PGA for most slopes 	<ul style="list-style-type: none"> • (Kramer 1996) based on Hynes-Griffin and Franklin (1984)

Table 2 Summary of some failed cases dynamically analyzed using the pseudo-static method (Seed 1979, Page et al. 2016).

Dam	k_h	FS	Effect of earthquake
Sheffield (USA)	0.1	1.2	Total failure
Lower San Fernando (USA)	0.15	1.3	Massive slide in the upstream slope that lowered the crest about 30 feet.
Upper San Fernando (USA)	0.15	$\approx 2 - 2.5$	Downstream shell Crest slipped 6 feet
Tailings dam (Japan)	0.2	≈ 1.3	Failure

Table 3 Summary of static factor of safety obtained by FLAC.

Slope	Height of slope (Hs)	Thickness of soil deposit (H _D)	Factor of safety
1.75H :1V	5m	5m	2.08
		10m	2.09
		20m	2.09
		30m	2.10
	10m	5m	1.22
		10m	1.23
		20m	1.23
		30m	1.23
3H :1V	5m	5m	2.34
		10m	2.32
		20m	2.33
		30m	2.33
	10m	5m	1.46
		10m	1.42
		20m	1.42
		30m	1.42
	15m	5m	1.16
		10m	1.11
		20m	1.11
		30m	1.11
6H :1V	5m	5m	3.20
		10m	2.80
		20m	2.78
		30m	2.78
	10m	5m	2.17
		10m	1.87
		20m	1.77
		30m	1.77
	15m	5m	1.77
		10m	1.56
		20m	1.44
		30m	1.44

Table 4 Summary of dynamic factor of safety obtained by FLAC.

Slope	Height of slope (H_s)	Thickness of soil deposit (H_D)	Factor of safety
1.75H :1V	5m	5m	1.50
		10m	1.55
		20m	1.50
		30m	1.55
	10m	5m	1.02
		10m	1.00
		20m	0.92
		30m	0.93
3H :1V	5m	5m	1.70
		10m	1.64
		20m	1.60
		30m	1.52
	10m	5m	1.28
		10m	1.25
		20m	1.10
		30m	1.10
	15m	5m	1.00
		10m	0.94
		20m	0.90
		30m	0.84
6H :1V	5m	5m	2.10
		10m	2.00
		20m	2.00
		30m	1.90
	10m	5m	1.84
		10m	1.58
		20m	1.48
		30m	1.44
	15m	5m	1.52
		10m	1.34
		20m	1.24
		30m	1.14

Table 5 Variation of the coefficients a and b according to the height of slope and the inclination of the slope.

Height of slope								
Slope	1.75H:1V		3H:1V			6H:1V		
	5m	10m	5m	10m	15m	5m	10m	15m
a	6	2	4	2	2	2	2	2
b	2	2	4	2	2	2	2	2

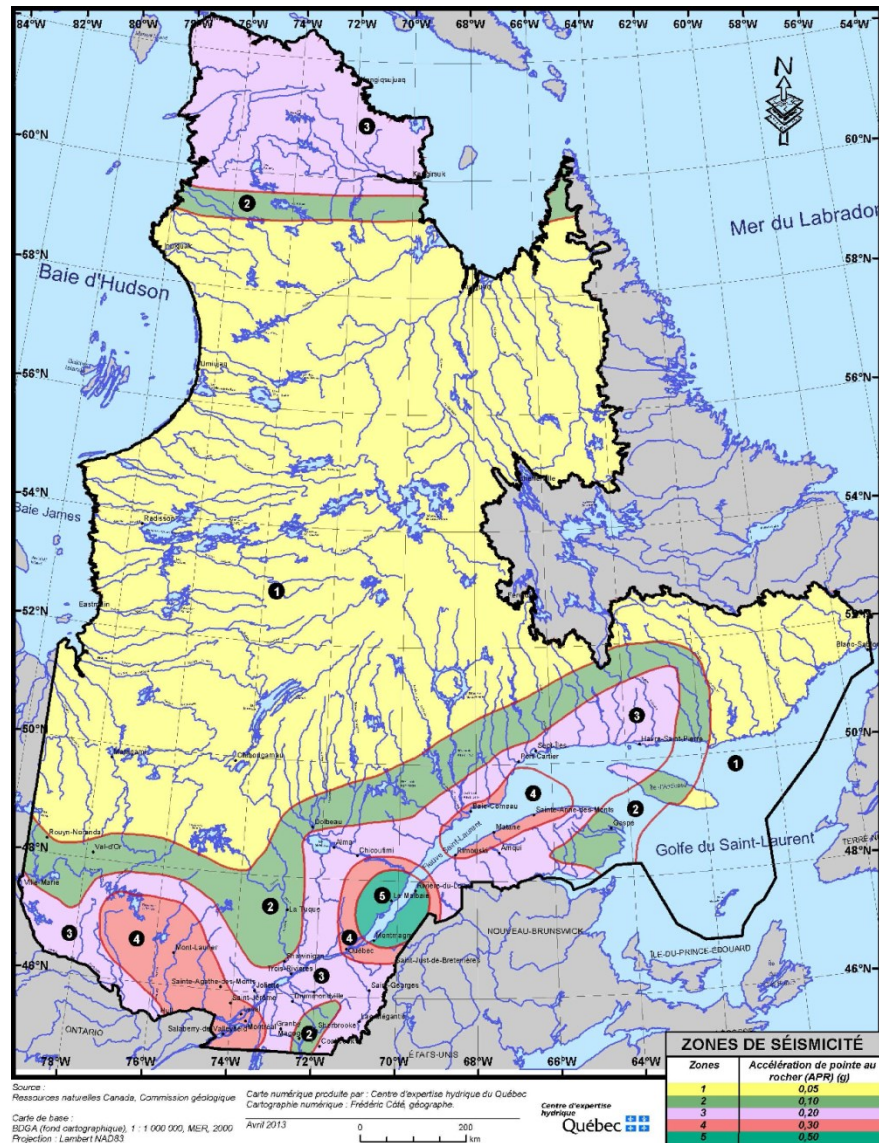


Figure 1: Digital map published by the Centre d'expertise hydrique du Québec to define different zones in Quebec to design high capacity dams against earthquake (CEHQ,2013).

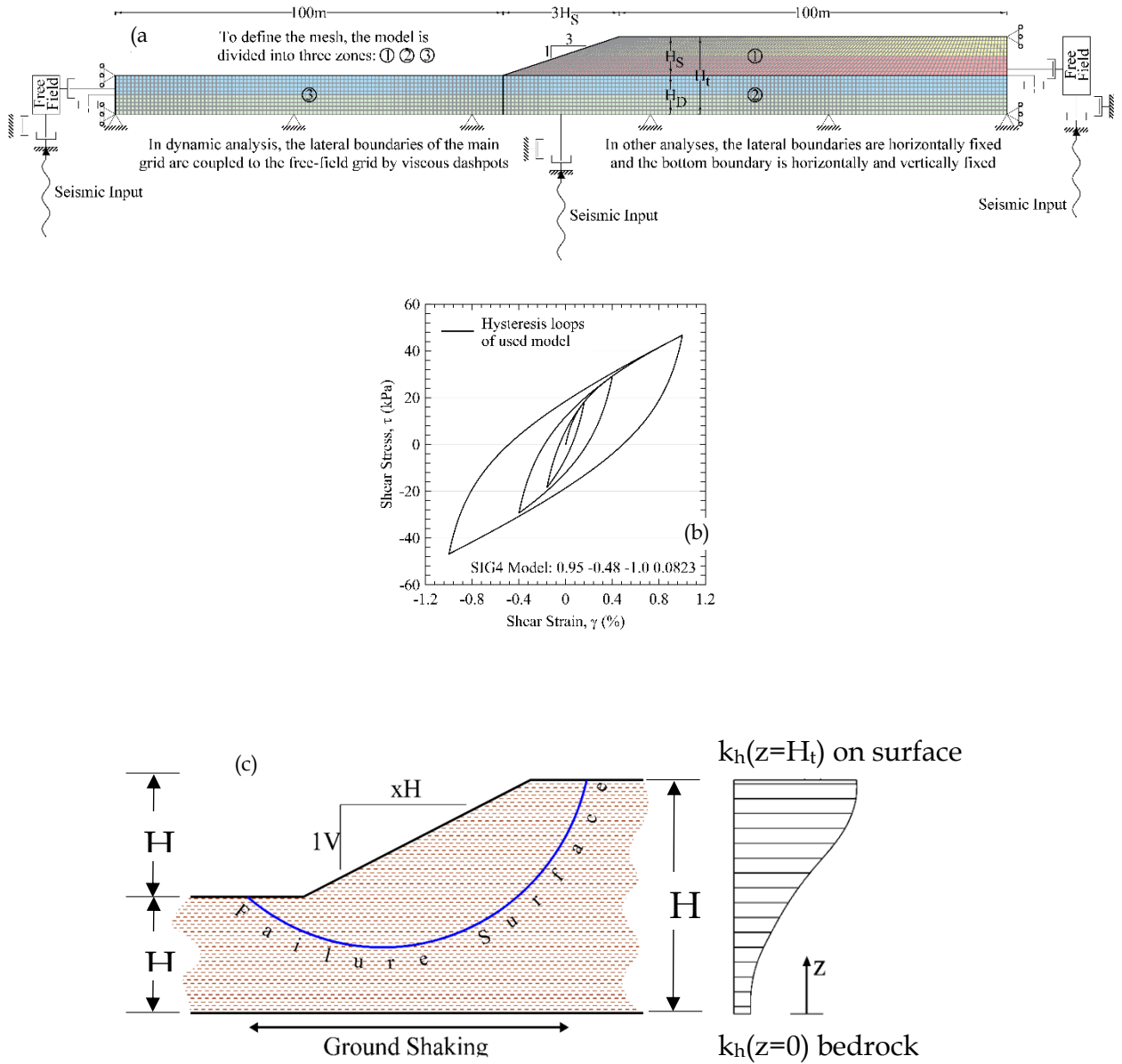


Figure 2 : (a) Geometry of the slope 3H:1V (as example) used in the parametric study showing also the mesh and the boundary conditions; (b) elasto-plastic hysteresis loop used in the dynamic analysis; (c) Variation of pseudo-static coefficient as a function of depth.

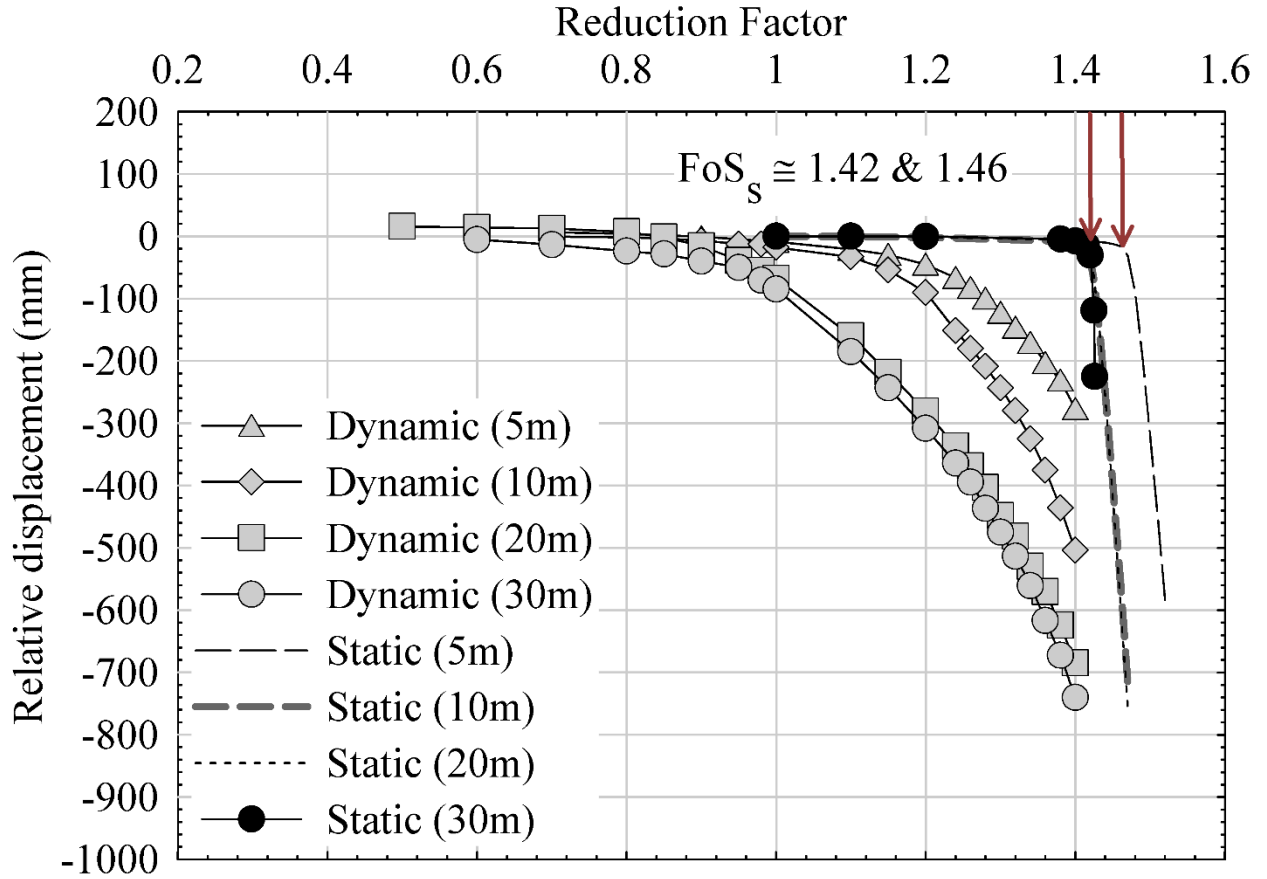


Figure 3: Example of the relative displacement curves for static and dynamic analyses. Slope 3H:1V and height of slope, $H_S=10\text{m}$. Thickness of soil deposit, H_D is indicated between simply brackets.

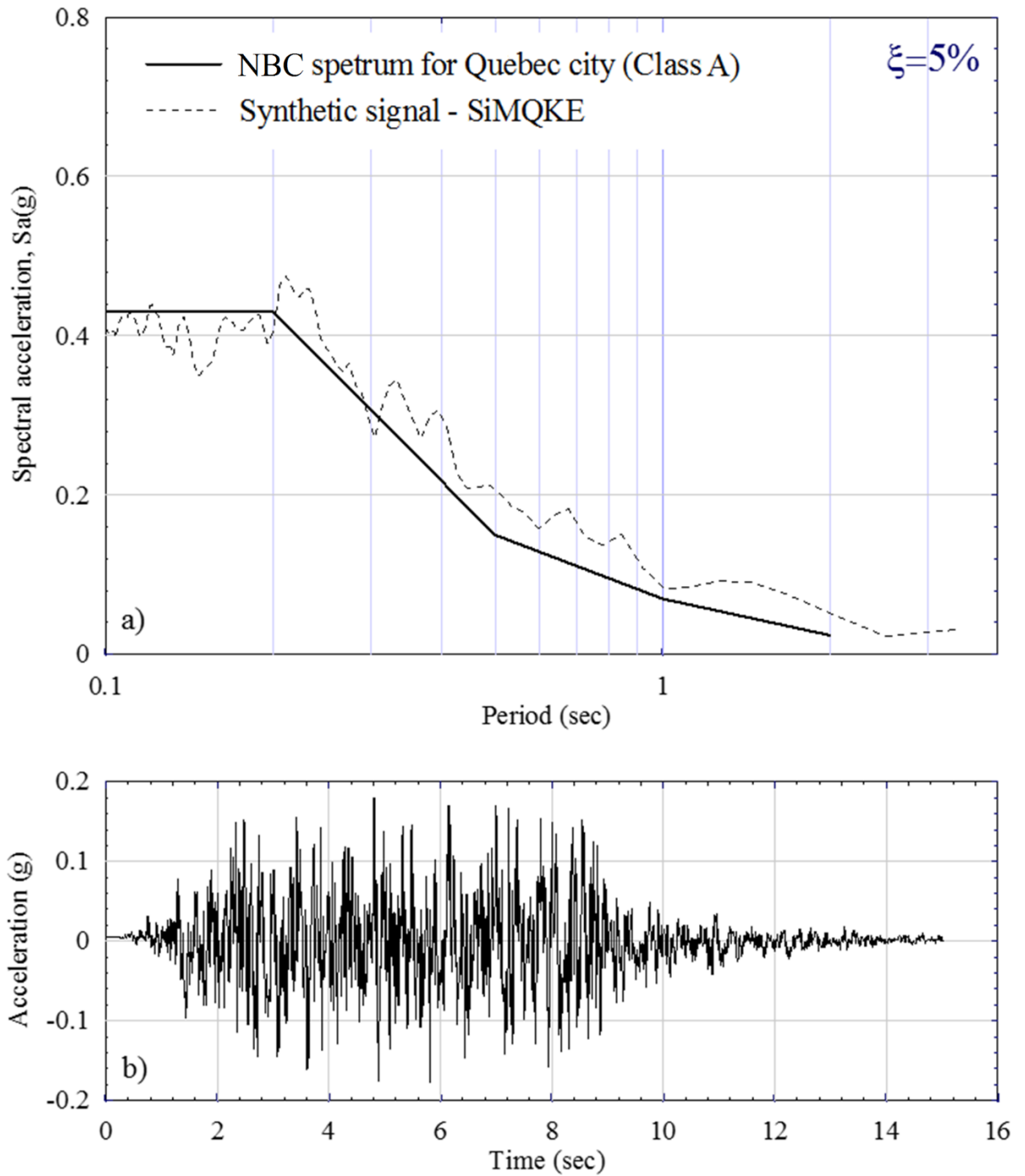


Figure 4: a) Factored spectrum versus the response spectrum of soil class A of the region of Quebec City as per the NBC 2005 and b) The accelerogram used in the dynamic analysis.

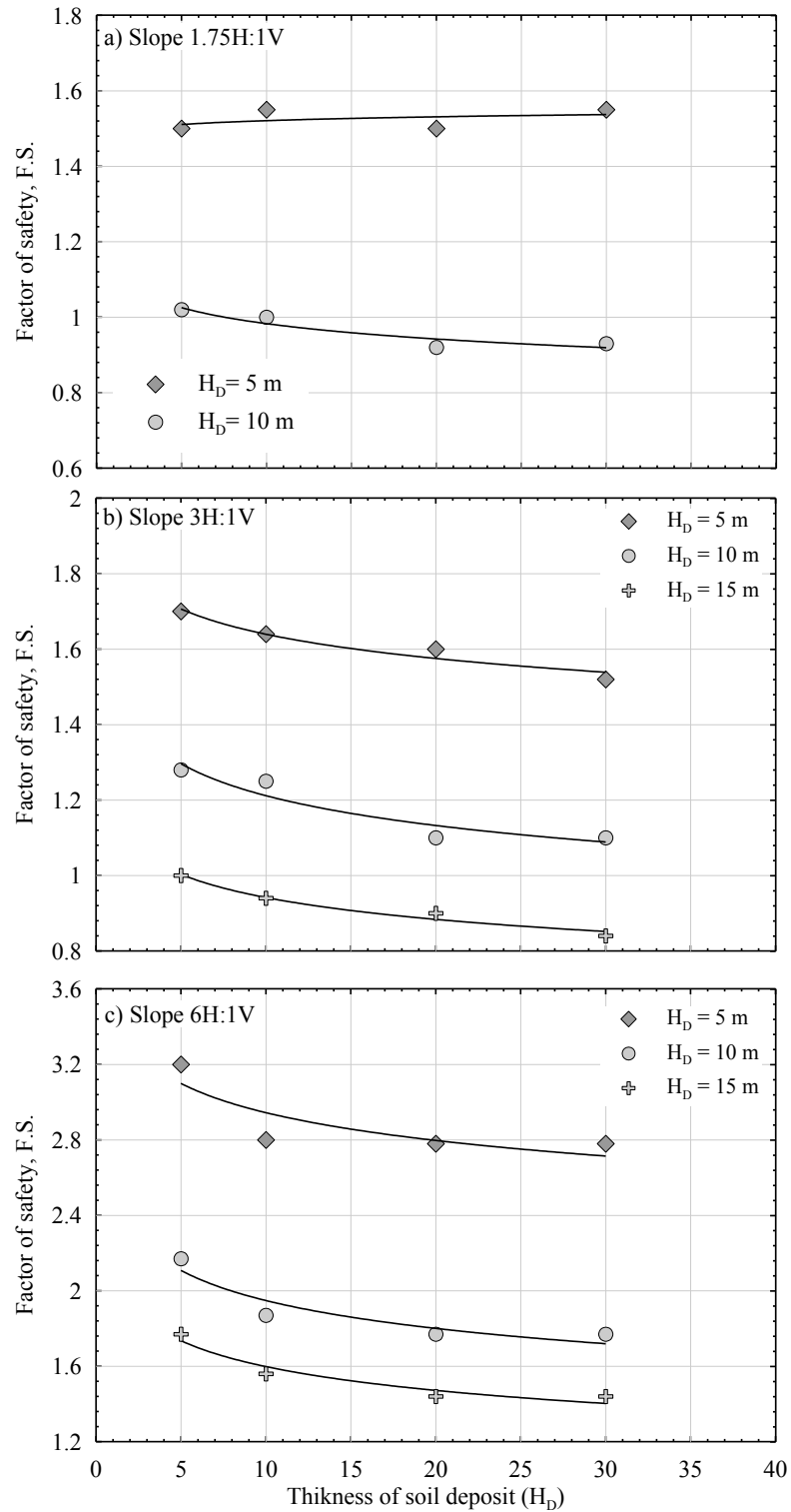


Figure 5: Variation of dynamic factor of safety as a function of thickness of soil deposit (H_D) for: a) Slope 1.75H: 1V; b) Slope 3H: 1V and c) Slope 6H: 1V.

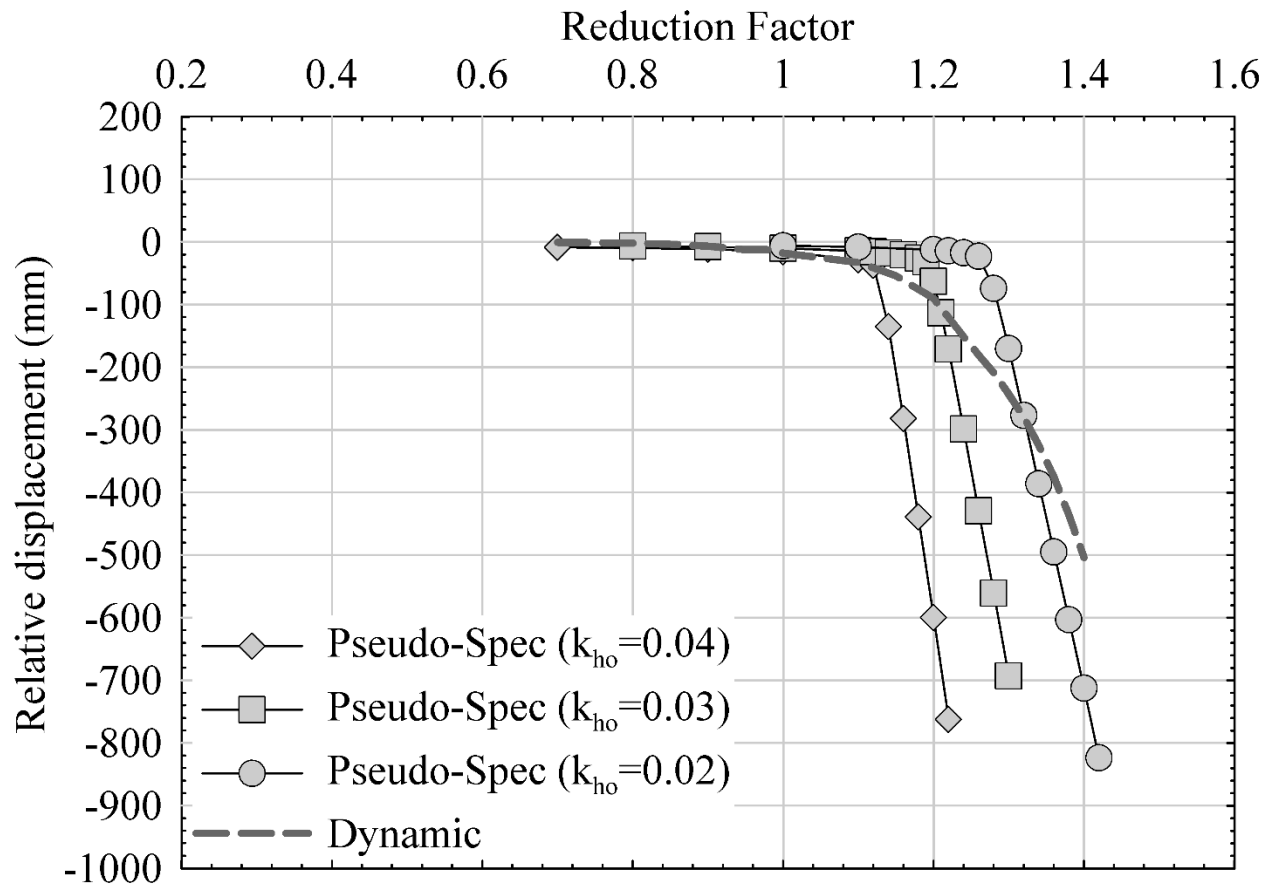


Figure 6: Relative displacement curves for spectral pseudo-static analyses plotted along with the relative displacement curve of the dynamic analysis (slope 3H :1V, height of slope=10m and thickness of soil deposit=10m).

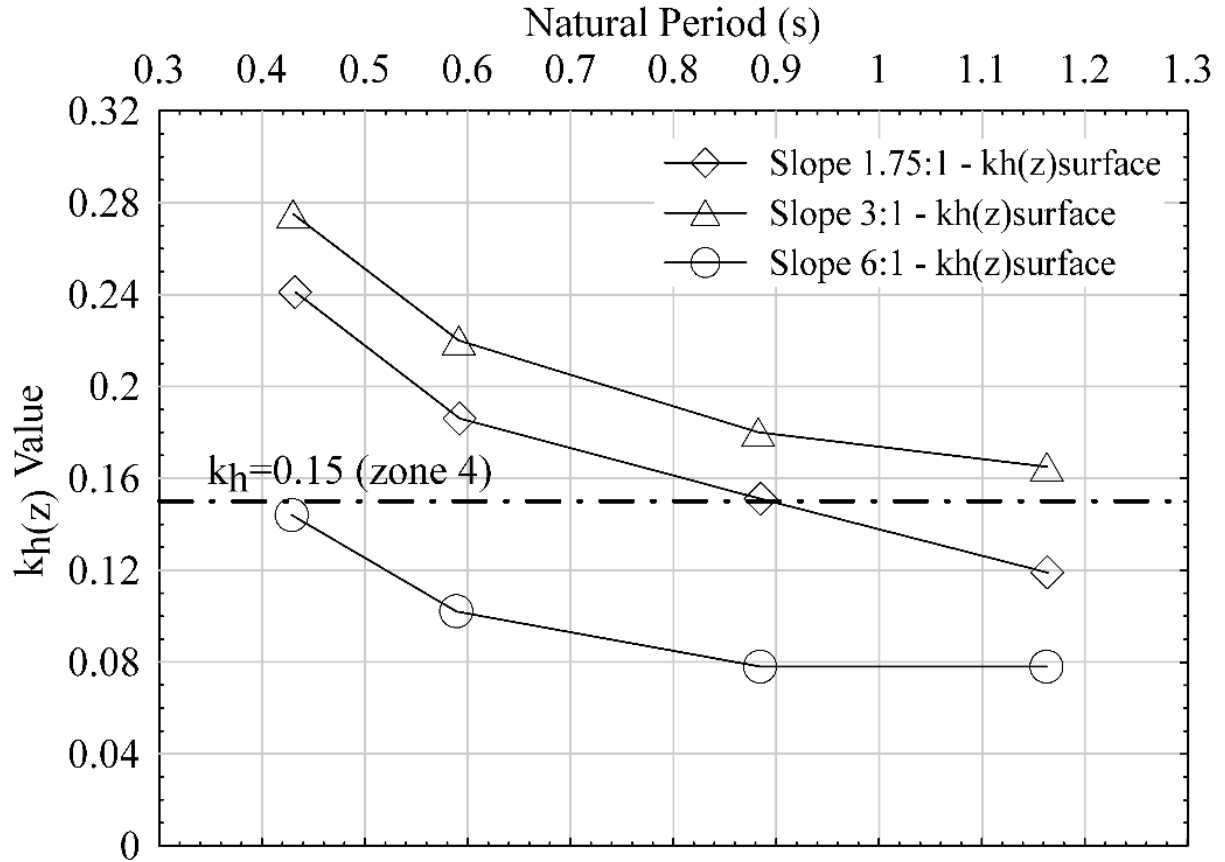


Figure 7 : Variation of the seismic coefficient, $k_{h(z)}$, with the natural period of the slope for height of slope=5m.

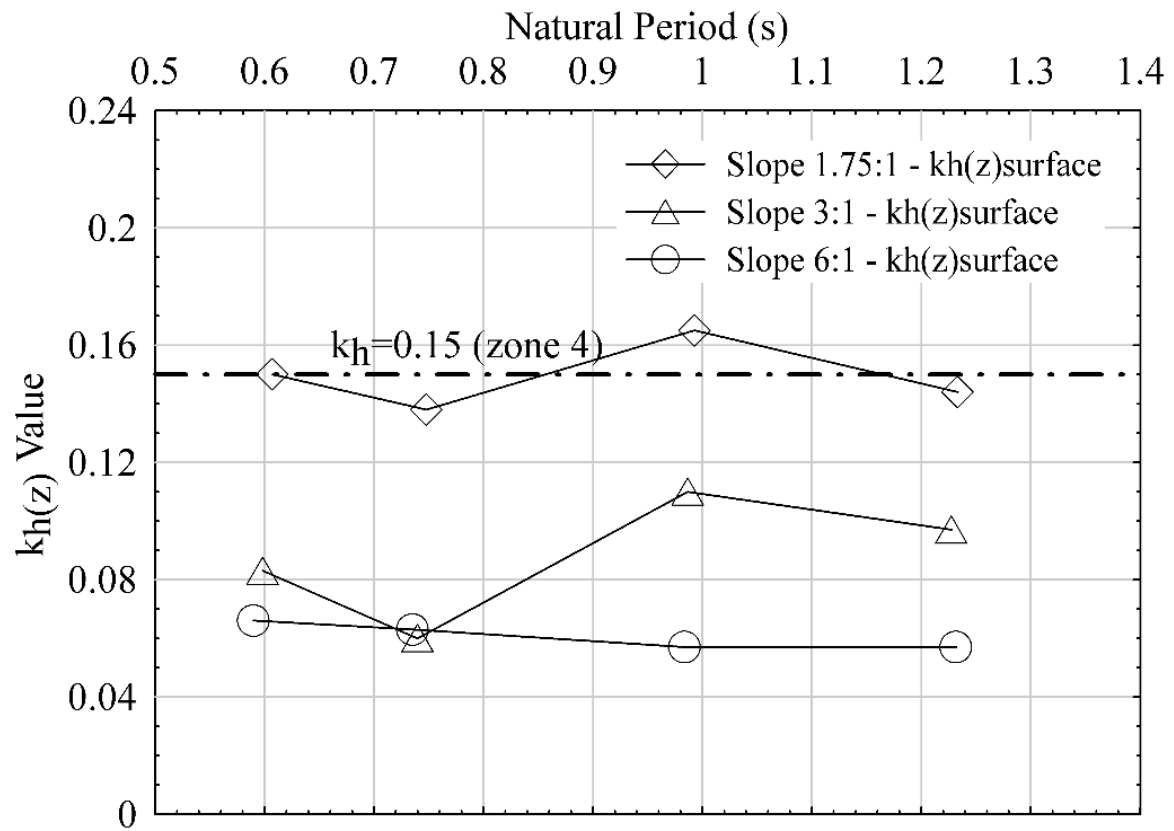


Figure 8 : Variation of the seismic coefficient, $k_h(z)$, with the natural period of the slope for height of slope=10m.

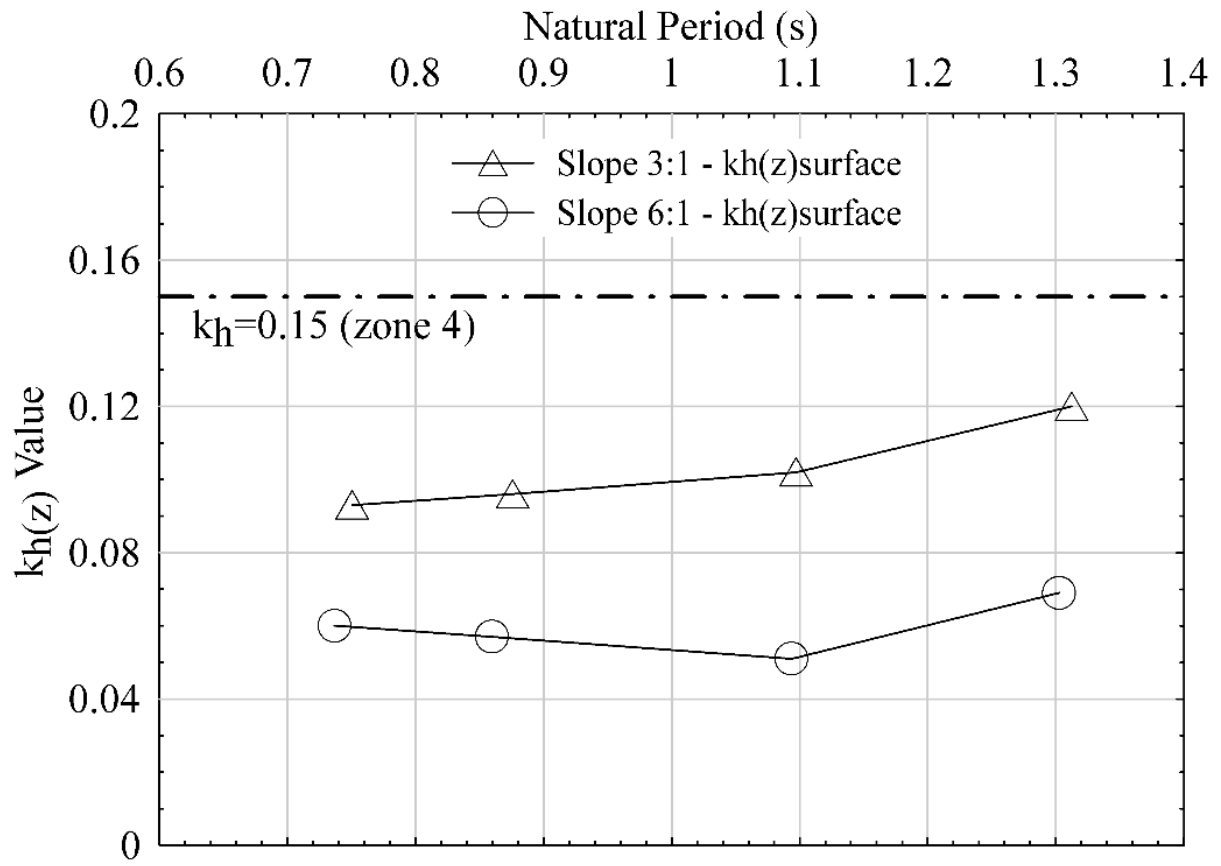


Figure 9 : Variation of the seismic coefficient, $k_h(z)$, with the natural period of the slope for height of slope=15m.

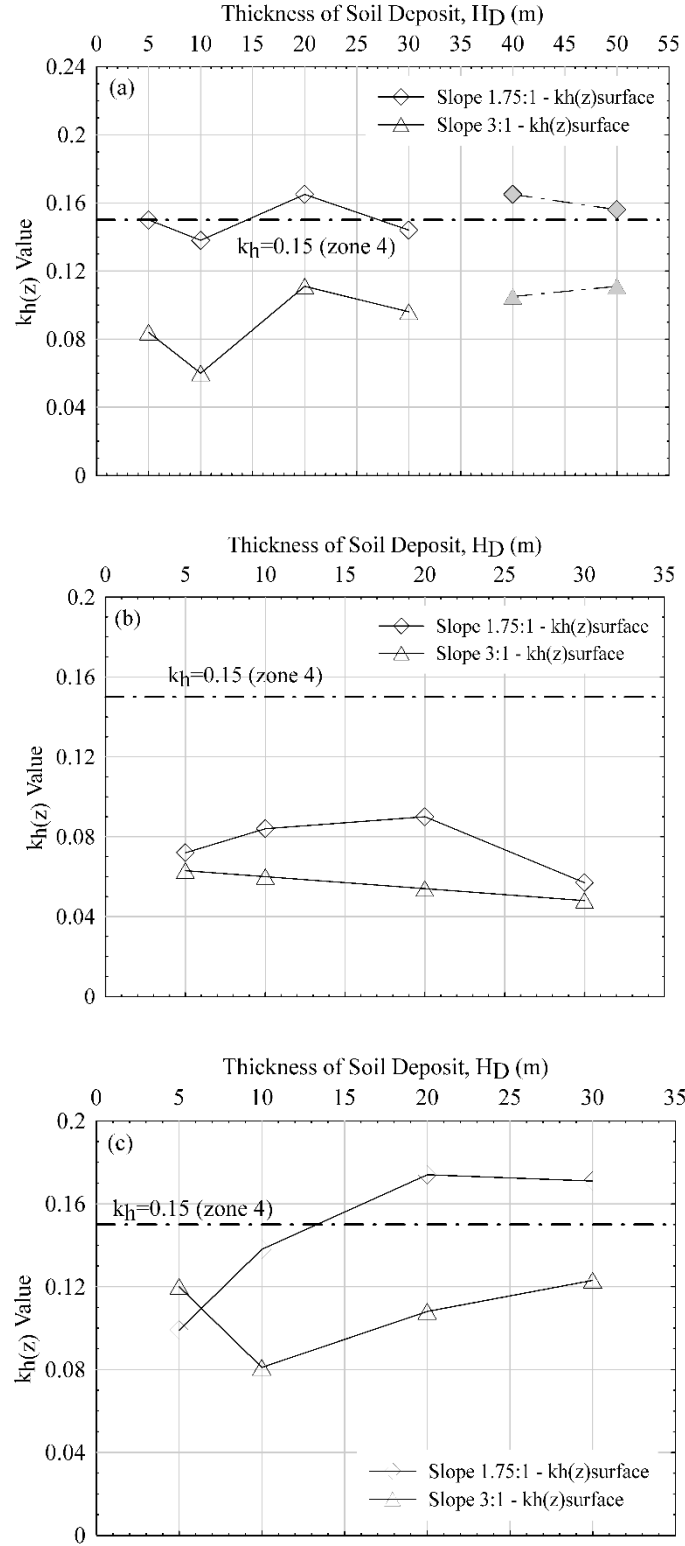
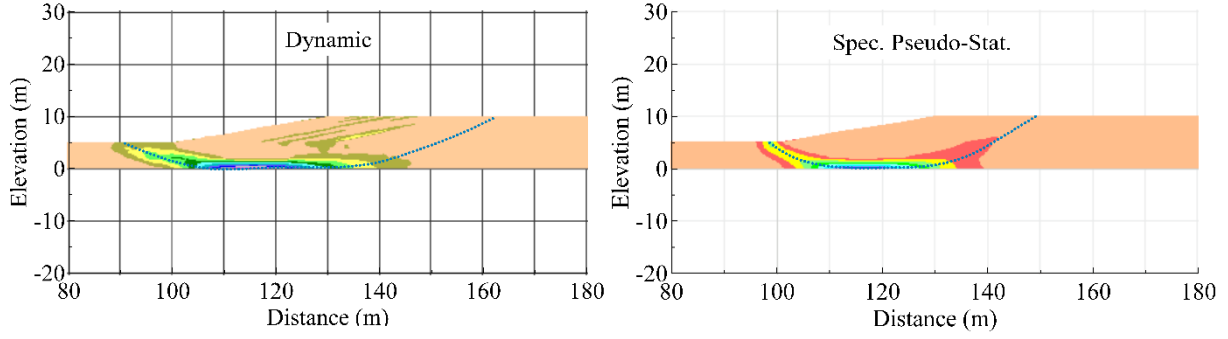
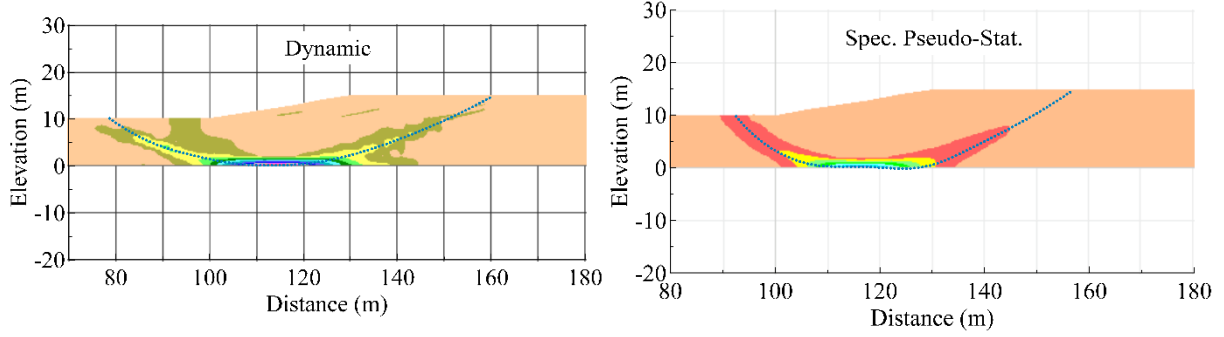


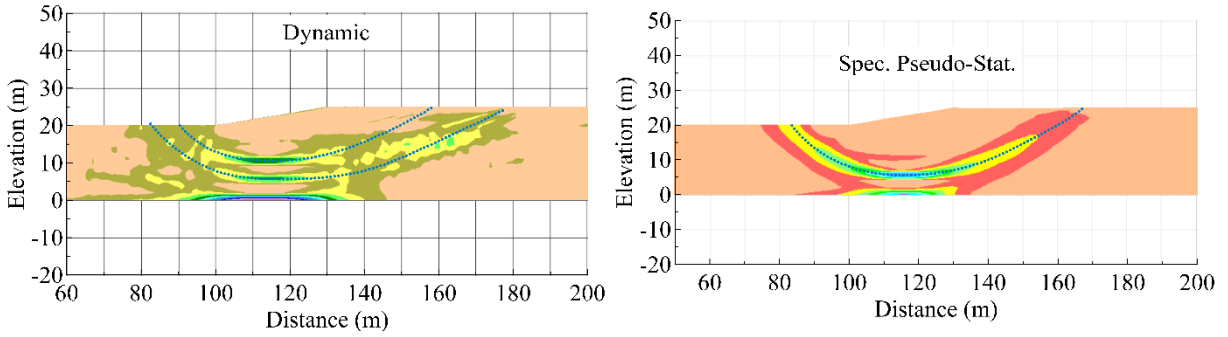
Figure 10: Variation of the spectral pseudo-static coefficient: (a) for depth greater than 30m; (b) shear wave velocity factor = 0.5; (c) shear wave velocity factor = 1.5.



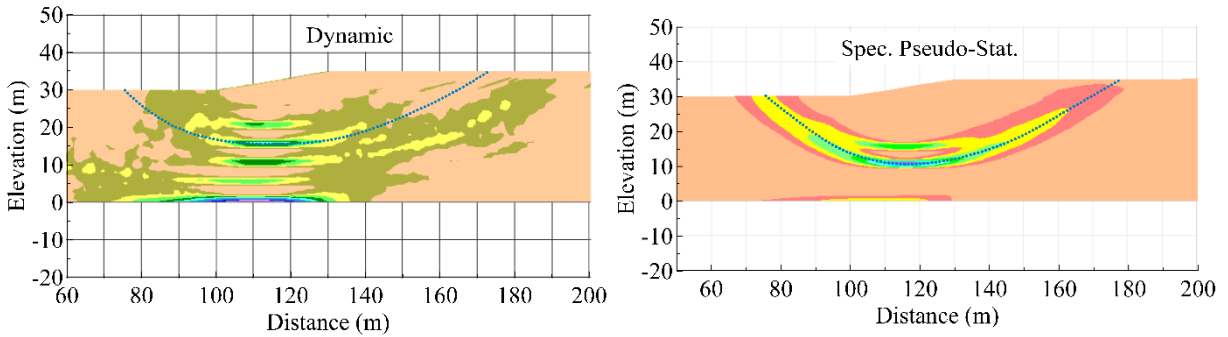
(a) Thickness of soil deposit = 5 m (FS=2.10).



(b) Thickness of soil deposit = 10 m (FS=2.00).

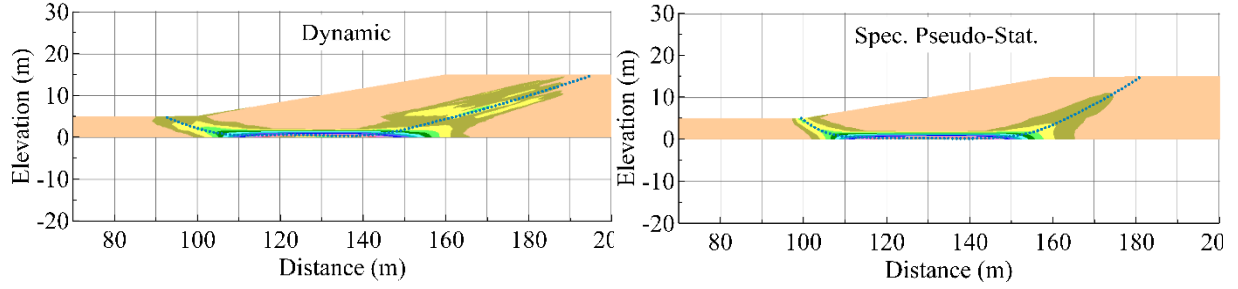


(c) Thickness of soil deposit = 20 m (FS=2.00).

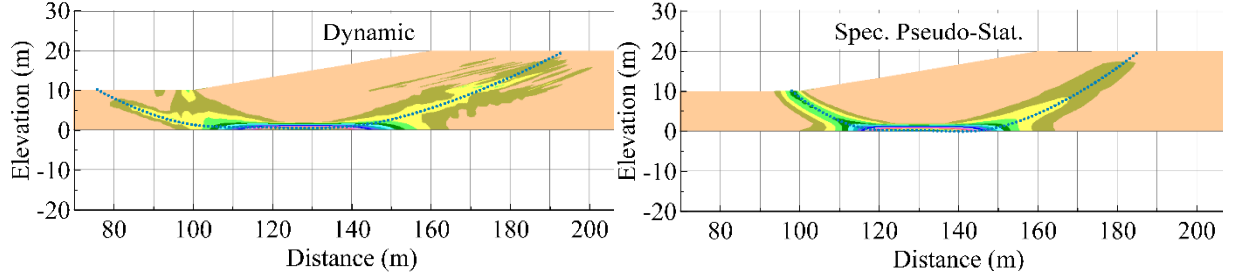


(d) Thickness of soil deposit = 30 m (FS=1.90).

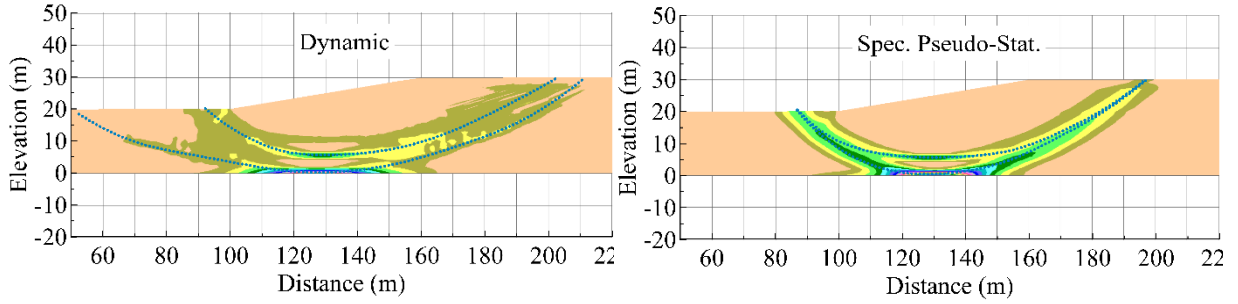
Figure 11 : The failure surface of each thickness of soil deposit in both dynamic and spectral pseudo-static analyses (Slope 6:1 - Case of $H_s=5$ m).



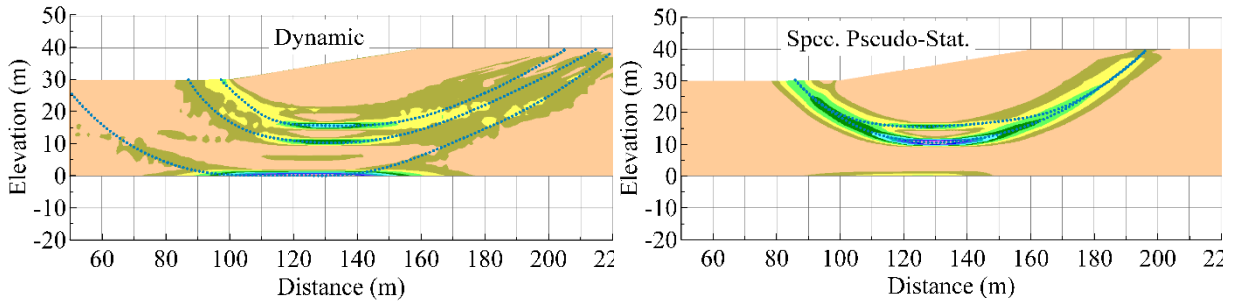
(a) Thickness of soil deposit = 5 m (FS=1.84).



(b) Thickness of soil deposit = 10 m (FS=1.58).

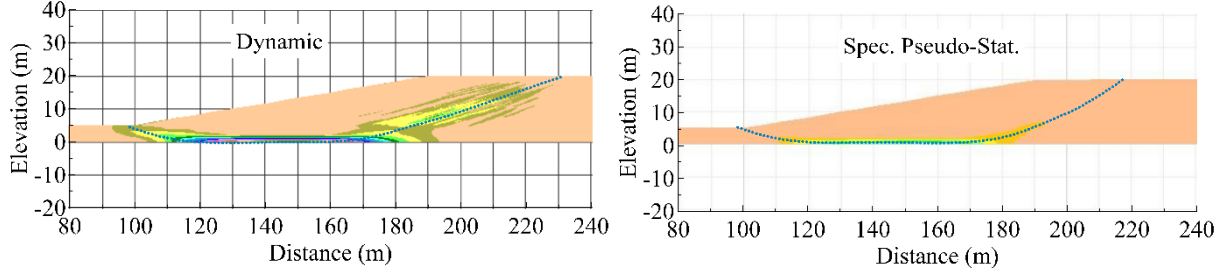


(c) Thickness of soil deposit = 20 m (FS=1.48).

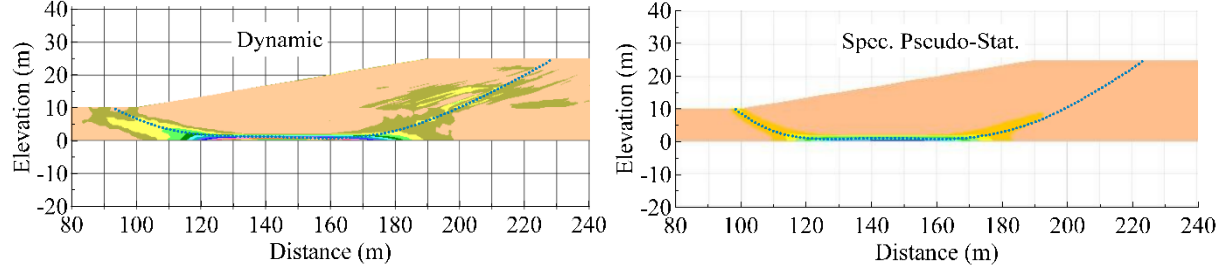


(d) Thickness of soil deposit = 30 m (FS=1.44).

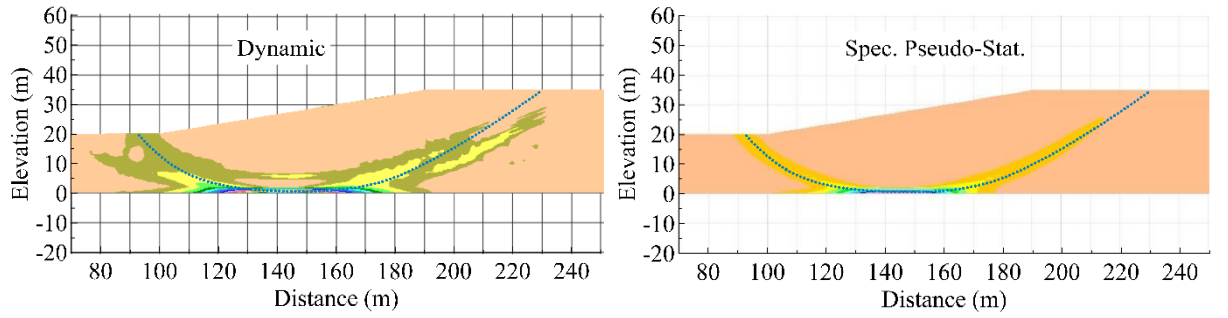
Figure 19 : The failure surface of each thickness of soil deposit in both dynamic and spectral pseudo-static analyses (Slope 6:1 - Case of $H_s=10$ m).



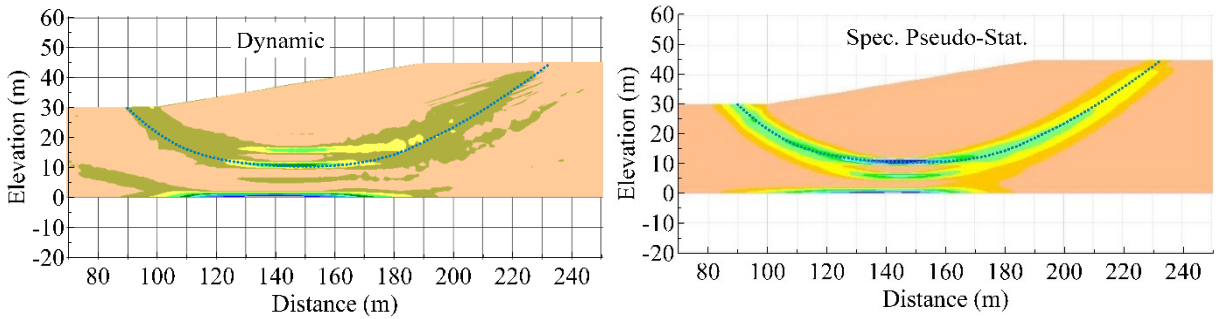
(a) Thickness of soil deposit = 5 m (FS=1.52).



(b) Thickness of soil deposit = 10 m (FS=1.34).



(c) Thickness of soil deposit = 20 m (FS=1.24).



(d) Thickness of soil deposit = 30 m (FS=1.14).

Figure 13: The failure surface of each thickness of soil deposit in both dynamic and spectral pseudo-static analyses (Slope 6:1 - Case of $H_s=15$ m).

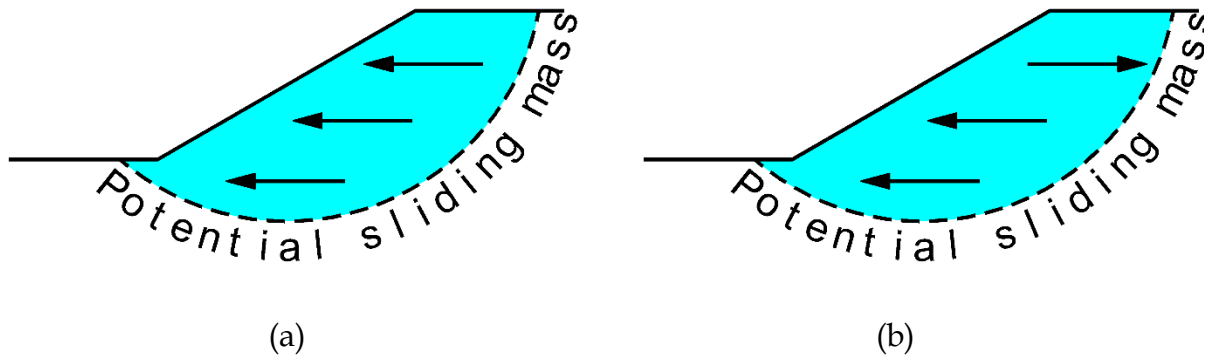


Figure 14: Schematization of the movement of potential sliding mass. (a) Low frequency (long wavelength); (b) High frequency (short wavelength).

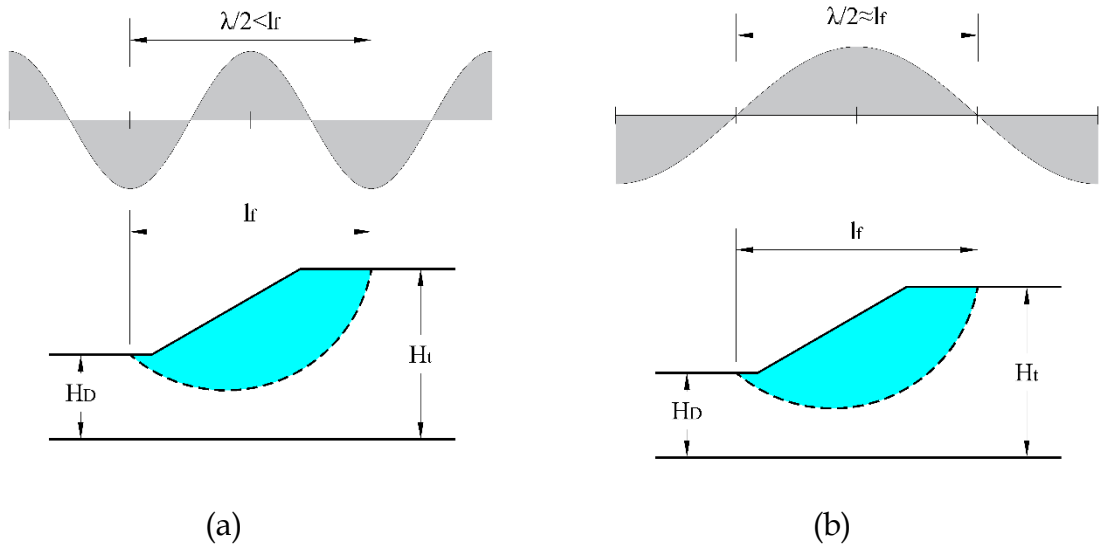


Figure 20 : The relation between wavelength and the length of the failure surface.

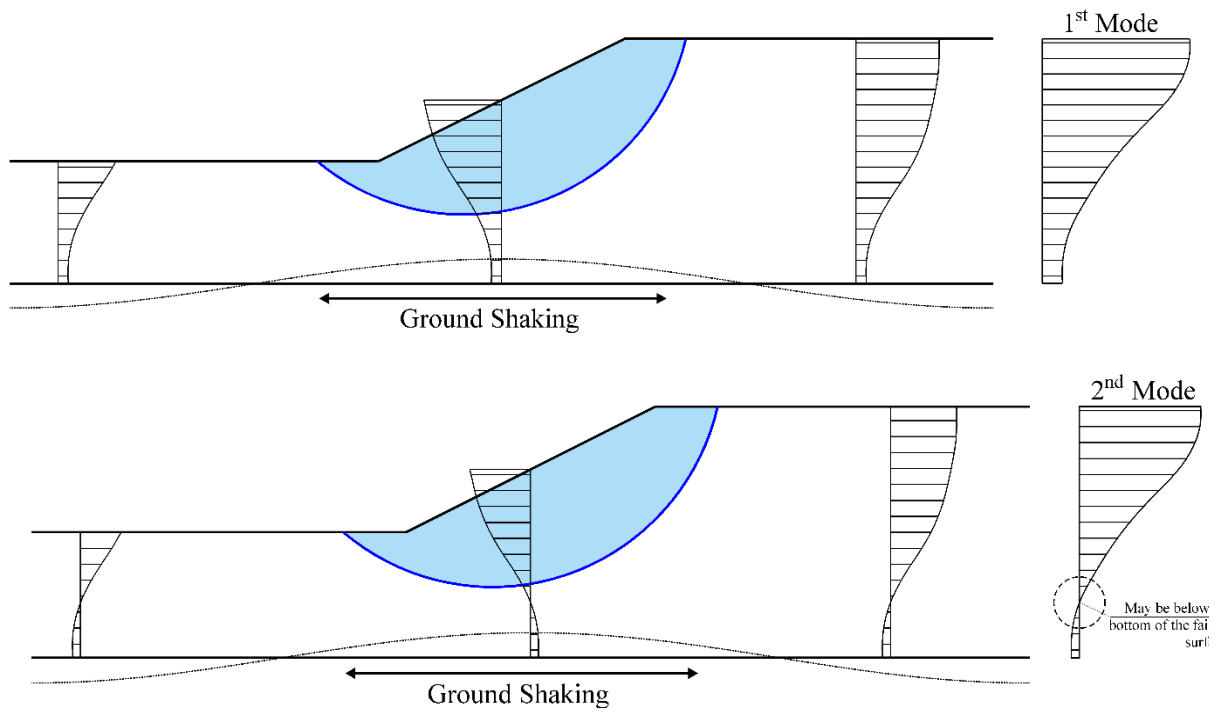


Figure 21 : Different modes of vibration that may affect the spectral pseudo-static coefficient.

CHAPITRE 7

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Ce projet de recherche avait pour objectif d'étudier les pentes argileuses sous un chargement sismique. Plus qu'une étape a été suivie : (1) en première étape, le principe de la méthode pseudo-statique a été vérifié numériquement ; (2) en se basant sur les résultats trouvés, une méthode pseudo-statique a été développée.

Dans ce chapitre, les principales conclusions sont présentées ainsi que quelques recommandations pour les travaux futurs ou en cours en parallèle avec cette étude dans le même cadre du projet.

7.1 Analyses pseudo-statiques conventionnelles

L'utilisation de la méthode pseudo-statique conventionnelle est répandue parmi les ingénieurs pour évaluer la stabilité dynamique (ou sismique) d'une pente (naturelle ou artificielle) ou d'un remblai. Cependant, l'efficacité de cette approche est discutable et a toujours fait l'objet de recherche par les spécialistes en analyse dynamique et sismique. Non seulement cette approche a échoué à quelques reprises pour évaluer la rupture survenue dans des cas réels des pentes à travers le monde, mais elle a donné un facteur de sécurité plus grand que l'unité au lieu de prédire l'instabilité de ces pentes.

Dans cette étude, un modèle numérique d'une pente d'argile est utilisé pour comparer principalement les analyses dynamiques avec les analyses pseudo-statiques. La comparaison entre les deux types d'analyse indique que le concept de remplacer la force dynamique sismique par une force statique sismique ne peut pas être efficace si la surface de glissement doit être déterminée automatiquement. À partir des exemples présentés dans cette étude en effectuant l'analyse pseudo-statique conventionnelle, plus le coefficient sismique est grand, plus la surface de glissement est profonde et large. De plus, les valeurs typiques du coefficient sismique constant (0,1 g et 0,15 g)

donnent des surfaces de glissement irréalistes par rapport à la surface de glissement résultant de l'analyse dynamique. Ces surfaces irréalistes pourraient être attribuées à quelques facteurs, on peut mentionner entre autres:

- 1) En recherchant le facteur de sécurité le plus critique, la surface de rupture recherchée numériquement dans le cas pseudo-statique essaye d'amasser plus de poids, ce qui agrandit la masse glissante et ainsi la surface de rupture d'une façon irréaliste.
- 2) La direction de la force appliquée qui remplace l'effet sismique est constante dans toute la masse peu importe sa grandeur ce qui n'est pas réaliste.

Ceci met l'accent sur le concept sur lequel l'approche pseudo-statique a été établie : la détermination de la surface de glissement à partir d'une analyse de stabilité statique stable, comme dans le cas d'une infiltration continue dans les barrages. Sur la base de ce résultat, une approche pseudo-statique spectrale a été introduite.

D'autre part, de nombreux paramètres affectent généralement la réponse dynamique d'une pente, mais les différentes valeurs du coefficient sismique utilisées dans la méthode pseudo-statique conventionnelle dépendent toujours principalement et uniquement de la zone sismique soit par une valeur constante, soit par une corrélation avec l'accélération maximale. Quelques chercheurs ont trouvé que l'accélération n'est pas constante dans la hauteur d'une pente sous chargement sismique, cependant, les valeurs utilisées dans la littérature pour le coefficient sismique sont toujours constantes.

7.2 Analyses pseudo-statiques spectrales

Le principe utilisé pour développer la nouvelle méthode est de faire varier le coefficient sismique avec la profondeur, $k_{h(z)}$, ceci est le coefficient pseudo-statique spectral. D'une façon générale, le coefficient sismique dépend d'une valeur initiale du coefficient, k_{ho} qui est le coefficient au niveau du socle rocheux et de la hauteur totale du dépôt, H_t . La relation entre le coefficient pseudo-statique spectral et la hauteur totale du dépôt et le

coefficient sismique initial est une fonction transcendante qui inclut deux coefficients : a et b . Le coefficient a est principalement fonction de la hauteur de la pente et affecte la profondeur et la forme de la surface de rupture. De plus, l'utilisation d'un k_{ho} surestimé peut conduire à une surface de rupture plus profonde, mais ne peut être comparée aux surfaces de rupture erronées produites par la méthode pseudo-statique conventionnelle. En général, l'approche pseudo-statique spectrale est fonction de la géométrie de la pente et de l'épaisseur du dépôt de sol ainsi que des caractéristiques sismiques et des propriétés du sol.

D'une manière générale, le coefficient pseudo-statique spectral diminue avec la période naturelle pour l'inclinaison de toutes les pentes pour $H_s = 5$ m. Considérant que le coefficient a tendance à augmenter pour $H_s = 10$ m et 15 m. De plus, l'augmentation de la hauteur de la pente semble généralement diminuer la valeur du coefficient sismique pour la même période naturelle. Plus d'un facteur affecte le comportement d'une pente lors d'un tremblement de terre : la longueur d'onde par rapport à l'étendue de la surface de rupture, l'énergie transmise à la pente par le tremblement et le mode de vibration. Ces facteurs ont un effet inverse.

Les surfaces de rupture obtenues par l'analyse spectrale pseudo-statique sont en bon accord (en termes de profondeur) avec les surfaces de rupture obtenues par l'analyse dynamique. Dans certains cas, plus d'une surface de rupture est apparue dans l'analyse dynamique et le même nombre de surfaces de rupture est également apparu dans l'analyse spectrale pseudo-statique dans presque tous les cas.

D'autre part, un code a été développé en utilisant la plateforme de conception LabVIEW, et ce pour examiner la possibilité d'appliquer le concept d'utilisation du coefficient sismique variable dans l'analyse d'équilibre limite. À partir du code d'équilibre limite développé et des résultats des analyses effectuées, il a été démontré que la méthode pseudo-statique spectrale proposée en utilisant un coefficient sismique variable peut être intégrée avec succès dans tout logiciel commercial d'équilibre limite.

La relation développée a été déjà intégrée dans un logiciel commercial développé par SoilVision Systems Ltd (Karray et coll. 2017).

7.3 Limitations et futurs travaux

La réponse dynamique des sols en général et des pentes argileuses en particulier dépend de plusieurs paramètres. Dans cette étude, les principaux paramètres étudiés ont été :

- 6) La géométrie incluant trois hauteurs de pentes (5 à 15 mètres), trois inclinaisons de pentes (1,75H:1V; 3H:1V et 6H:1V) et quatre épaisseurs de couches (5 à 30 mètres).
- 7) Un indice de plasticité de 30%.
- 8) Un seul accélérogramme a été utilisé pour achever cette étude.
- 9) La vitesse des ondes de cisaillement et la résistance au cisaillement non-drainée qui varie d'une façon unie c.-à-d. la résistance au cisaillement non-drainée dont dépend la vitesse des ondes de cisaillement est constante dans une épaisseur limitée et qui augmente d'une valeur constante dans l'épaisseur suivante et ainsi de suite.

Par conséquent, d'autres paramètres comme l'indice de plasticité qui affecte à son tour la relation de dégradation G/G_{max} , le taux de variation de la résistance au cisaillement avec la profondeur c.-à-d. le rapport c_u/Z , le degré de préconsolidation doivent aussi être étudiés.

LISTE DES RÉFÉRENCES

- Abramson, L.W., Lee, T.S., Sharma, S., et Boyce, G.M. 2002. Slope Stability and Stabilization Methods. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Akhlaghi, T., et Nikkar, A. 2014. Evaluation of the Pseudostatic Analyses of Earth Dams Using FE Simulation and Observed Earthquake-Induced Deformations: Case Studies of Upper San Fernando and Kitayama Dams. *The Scientific World Journal*, **2014**: 1-12. doi:10.1155/2014/585462.
- Algermissen, S.T. 1969. Seismic Risk Studies in the United States. *Dans* Fourth World Conference on Earthquake Engineering. Santiago, Chile.
- Ambraseys, N.N. 1960. The Seismic Stability of Earth Dam. *Dans* Second World Conference on Earthquake Engineering, Volume 2. Tokyo, Japan. p. 1345-1363.
- Athanasopoulos, G.A., et Richart, F.E. 1983. Correlation between G_0 and T_{max} for Kaolinite Clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, **109**(5): 719-723. Available à l'adresse [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1983\)109:5\(719\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:5(719)).
- Bishop, A.W. 1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. *Géotechnique*, **5**(1): 7-17.
- Canadian Geotechnical Society. 2006. Canadian Foundation Engineering Manual. *Dans* 4th édition. The canadian geotechnical society c/o BiTech Publisher Ltd., Canada.
- Carroll, W.F. 1963. Dynamic Bearing Capacity of Soils. Vertical Displacements of Spread Footing on Clay: Static and Impulsive Loadings. Vicksburg, Mississippi.
- Casagrande, A., et Shannon, W.L. 1949. Strength of Soils under Dynamic Loads. *Transactions of the american society of civil engineers*, **114**: 755-772.
- Çelebi, M., Page, R.A., Safak, E., U.S. Geological Survey, Çelebi, M., Page, R.A., et Safak, E. 2005. Monitoring Earthquake Shaking in Buildings to Reduce Loss of Life and Property.

-
- Centre d'expertise hydrique du Québec. 2013. Carte numérique. Available à l'adresse https://www.cehq.gouv.qc.ca/loisreglements/barrages/reglement/Seismiques_QC_150.pdf.
- Culmann, K. 1866. Die graphische Statik. Zurich.
- Dakoulas, P., et Gazetas, G. 1986. Seismic shear strains and seismic coefficients in dams and embankments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5(2): 75-83.
- Das, B.M., et Ramana, G. V. 2011. Principles of Soil Dynamics. Cengage Learning, USA.
- Day, R.W. 2002. Geotechnical earthquake engineering handbook. McGraw-Hill Companies, Inc., USA.
- Department of Navy. 1971. Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, NAVFAC DM-7. Naval Facilities Engineering Command, Philadelphia.
- Duncan, J.M., Wright. S.G., et Brandon, T.L. 2014. Soil Strength and Slope Stability. *Dans* Second. John Wiley & Sons, Inc., New Jersey.
- Fang, H.-Y. 1991. Foundation engineering handbook. Chapman & Hall, New York.
- Fellenius, W. 1936. Calculation of Stability of Earth Dams. *Dans* Transactions of 2nd congress Large Dams, Vol. 4. Washington D.C. p. 445-462.
- Frank, H., et Althoen, S.C. 1995. Quantitative description of a statistical relation. *Dans* Statistics: concepts and applications. Cambridge University Press. p. 106-125.
- Franklin, A.G., et Chang, F.K. 1977. Earthquake Resistance of Earth and Rock Fill Dams: Permanent Displacements of Earth Embankment by Newmark Sliding Block Analysis. USAE, Misc, Vicksburg, Mississippi.
- Ghobrial, F., Karray, M., Delisle, M.-C., et Ledoux, C. 2015. Development of Spectral Pseudo-static Method for Dynamic Clayey Slope Stability Analysis. *Dans* 68th Candian Geotechnical Conference. Quebec City, Quebec, Canada.
- Ghobrial, F., Karray, M., Delisle, M.-C., et Ledoux, C. 2017. Novel Spectral Pseudo-
-

Static Method for Dynamic Clayey Slope Analysis. Computers and Geotechnics, **N/A**(N/A): N/A.

Gibson, M., et Morgenstern, N.R. 1962. A Note on the Stability of Cuttings in Normally Consolidated Clays. *Géotechnique*, **12**(3): 212-216.

Hara, A. 1970. Research on Dynamic Characteristics by Dynamic Triaxial Tests, part 2. *Dans Abstracts, Technical Meeting of Architectural Institute of Japan (en Japonais)*.

Hara, A., Ohta, T., Niwa, M., Tanaka, S., et Banno, T. 1974. Shear modulus and shear strength of cohesive soils. *Soils and Foundations, Japanese society of soil mechanics and foundation engineering*, **14**(3): 1-12.

Hardin, B.O. 1978. The Nature of Stress-Strain Behavior for Soils. *Dans ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. Pasadena, California. p. 1-90.

Hardin, B.O., et Drnevich, V.P. 1970. Shear Modulus and Damping in Soils, II. Design Equations and Curves. *Dans Technical Report UKY 27-70-CE3, Soil Mechanics Series No. 2*. Department of Civil Engineering, University of Kentucky.

Hasancebi, N., et Ulusay, R. 2007. Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessments. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, **66**(2): 203-213. Springer Verlag, Department of Geological Engineering, Hacettepe University, Beytepe, Ankara 06800, Turkey. doi:10.1007/s10064-006-0063-0.

Houston, S.L., Houston, W.N., et Padilla, J.M. 1987. Microcomputer-Aided Evaluation of Earthquake-Induced Permanent Slope Displacements. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, **2**(3): 207-222.

Huang, Y.H. 1975. Stability Charts for Earth Embankments. *Transportation Reserach Record*, **548**: 1-12. Transportation Reserach Board, Washington D.C.

Huang, Y.H. 1979. Stability Charts for Refuse Dams. *Dans Proceedings of the 5th*

-
- Kentucky Coal Refuse Disposal and Utilization Seminar and Stability Analysis of Refuse Dam Workshop. Lexington, KY. p. 57-65.
- Huang, Y.H. 1980. Stability Charts for Effective Stress Analysis of Nonn-homogeneous Embankments. Transportation Reserach Record, **749**: 72-74. Transportation Reserach Board, Washington, D.C.
- Huang, Y.H. 1983. Stability Analysis of Earth Slopes. Van Nostrand Reinhold Company Inc., New York, USA.
- Huang, Y.H., et Avery, M.C. 1976. Stability of Slopes by the Logarithmic-Spiral Method. Journal of the Geotechnical Engineering Division, **102**(GT1): 41-49.
- Hunter, J.H., et Schuster, R.L. 1968. Stability of Simple Cuttings in Normally Consolidated Clays. Géotechnique, **18**(3): 372-378.
- Hynes-Griffin, M.E., et Franklin, A.G. 1984. Rationalizing the Seismic Coefficient Method.
- Imai, T. 1977. P- and S-wave Velocities of the Ground in Japan. *Dans* 9th International Confercnce on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo, Japan. p. 257-260.
- Imai, T., et Yoshimura, M. 1970. Elastic wave velocities and characteristics of soft soil deposits. Soil Mechanics and Foundation Engineering, **18**(1): (in Japanese).
- Instituto Nacional de Prevención Sísmica. (s. d.). Daños en vías de tren producidos por terremotos. Available à l'adresse <http://contenidos.inpres.gob.ar/terremotos/Terraplen-vías-29-04-1965-Seattle-EEUU> [consulté le 12 décembre 2012].
- Itasca Consulting Group Inc. 2008. Fast Lagrangian Analysis of Continua, Dynamic Analysis.
- Jamiolkowski, M., Ladd, C.C., Germaine, J.T., et Lancellotta, R. 1985. New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. *Dans* Proceedings of the
-

-
- Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1. San Francisco, California. p. 57-154.
- Janbu, N. 1954. Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis. *Dans* Proceedings of the European Conference on Stability of Earth Slopes, Volume 3. Stockholm,. p. 43-49.
- Janbu, N. 1973. Slope Stability Computations. *Dans* Embankment dam engineering : Casagrande volume. *Édité par* R.C. Hirschfeld et S.J. Poulos. John Wiley & Sons, New York, USA. p. 47-86.
- Jibson, R.W. 1993. Predicting earthquake-induced landslide displacements using Newmark's sliding block analysis. Transportation research record, **1411**: 9-17. Available à l'adresse <http://dx.doi.org/>.
- Jibson, R.W., et Keefer, D.K. 1993. Analysis of the seismic origin of landslides: examples from the New Madrid seismic zone. Geological Society of America Bulletin, **105**(4): 521-536. Available à l'adresse <http://pubs.er.usgs.gov/publication/70018395>.
- Kanai, K., Tanaka, T., Morishita, T., et Osada, K. 1966. Observation of Microtremors.XI. : Matsushiro Earthquake Swarm Area. Bulletin of Earthquake Research Institute, **XLIV**(3): 1297-1333.
- Karray, M., et Ghobrial, F. 2011. Dynamique des pentes argileuses et des remblais construits sur des dépôts d'argile.
- Karray, M., et Ghobrial, F. 2013. Analyse Dynamique des Pentes Argileuses et des Remblais Construits sur des Dépôts d'Argile. Report No. Geo-03-13; Presented to Ministère des Transports du Québec.
- Karray, M., Ghobrial, F., et Souilem, M. 2015. Analyse dynamique des pentes argileuses et des remblais construits sur des dépôts d'argile - Phase II. Report No. Geo-01-15; Presented to Ministère des Transports du Québec.
- Karray, M., Hussien, M.N., Ghobrial, F., Delisle, M.-C., Locat, P., Mompin, R., Ledoux,
-

-
- C., Fredlund, M., Lu, H., et Thode, R. 2017. Incorporation of the spectral pseudo-static procedure into the limit equilibrium slope stability software SVSLOPE. *Dans GeoOttawa 2017.*
- Karray, M., Lefebvre, G., et Touileb, B.N. 2001. A procedure to compare the results of dynamic and Pseudo-Static slope stability analyses. *Dans 54th Canadian Geotechnical Conférence/ 2th Joint IAH and CGS Groundwater Conference.* p. 888-893.
- Keefer, D.K. 1984. Landslides caused by earthquakes. *Geologic Society of America Bulletin*, **95**(2): 406-421.
- Keefer, D.K., et Wilson, R.C. 1989. Predicting earthquake-induced landslides, with emphasis on arid and semi-arid environments. *Dans Landslides in a semi-arid environment with emphasis on the Inland Valleys of Southern California, Volume 2., Édité par P.M. Sadler et D.M. Morton.* Inland Geological Society of Southern California Publications, Riverside. p. 118-149.
- Koppula, S.D. 1984a. On Stability of Slopes in Clays with Linearly Increasing Strength. *Canadian geotechnical journal*, **21**(3): 577-581.
- Koppula, S.D. 1984b. Pseudo-Static Analysis of Clay Slopes Subjected to Earthquakes. *Geotechnique*, **34**(1): 71-79.
- Kramer, S.L. 1996. *Geotechnical earthquake engineering.* Prentice-Hall, USA.
- Kumar, K. 2008. *Basic Geotechnical Earthquake Engineering.* New Age International (P) Limited.
- Lamontagne, M. 2008a. Les dommages dus aux tremblements de terre dans la région de Québec entre 1608 et 2007. Ottawa, Ontario.
- Lamontagne, M. 2008b. Earthquakes in eastern Canada: a threat that can be mitigated. *Dans Proceedings of the 4th Canadian Conference on Geohazards: From Causes to Management. Édité par J. Locat, D. Perret, D. Turmel, D. Demers, et S. Leroueil.* p.
-

- Lefebvre, G. 1996. Soft sensitive clays. Special Report - Transportation Research Board, : 607-619. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, United States (USA).
- Lefebvre, G. 2017. Sensitive Clays of Eastern Canada: From Geology to Slope Stability. *Dans Landslides in Sensitive Clays: From Research to Implementation. Édité par V. Thakur, J.-S. L'Heureux, et A. Locat.* Springer International Publishing, Cham. p. 15-34. doi:10.1007/978-3-319-56487-6_2.
- Lefebvre, G., Leboeuf, D., Hornych, P., et Tanguay, L. 1992. Slope failures associated with the 1988 Saguenay earthquake, Quebec, Canada. *Canadian geotechnical journal*, **29**(1): 117-130.
- Leroueil, S. 1999. Geotechnical characteristics of eastern Canada clays. *Dans Characterization of soft marine clays: proceedings of the International Symposium on Characterization of Soft Marine Clays--Bothkennar, Drammen, Quebec and Ariake Clays, Yokosuka, Japan, 26-28 February 1997.* A.A. Balkema, Rotterdam; Brookfield, VT. p. 3-32.
- Leshchinsky, D., et San, K.-C. 1994. Pseudostatic Seismic Stability of Slopes: Design Charts. *Journal of Geotechnical Engineering*, **120**(9): 1514-1532.
- Locat, J. 2011. La localisation et la magnitude du séisme du 5 février 1663 (Charlevoix) revues à l'aide des mouvements de terrain1Version initiale présentée à la 4e Conférence canadienne sur les géorisques, Québec, mai 2008. *Canadian Geotechnical Journal*, **48**(8): 1266-1286. doi:10.1139/t11-029.
- Locat, J., et Beausejour, N. 1987. Corrélations entre des propriétés mécaniques dynamiques et statiques de sols argileux intacts et traités à la chaux. *Canadian geotechnical journal*, **24**(3): 327-334. Univ Laval, Ste. -Foy, Que, Can, Univ Laval, Ste. -Foy, Que, Can.

-
- Locat, J., Lefebvre, G., et Ballivy, G. 1984. Mineralogy, chemistry, and physical properties interrelationships of some sensitive clays from Eastern Canada. *Canadian Geotechnical Journal*, **21**(3): 530-540. NRC Research Press. doi:10.1139/t84-055.
- Locat, J., et St-Gelais, D. 2014. Nature of Sensitive Clays from Québec BT - Landslides in Sensitive Clays: From Geosciences to Risk Management. *Édité par J.-S. L'Heureux, A. Locat, S. Leroueil, D. Demers, et J. Locat*. Springer Netherlands, Dordrecht. p. 25-37. doi:10.1007/978-94-007-7079-9_3.
- Lowe, J., et Karafiath, L. 1960. Stability of Earth Dams upon Drawdown. *Dans Proceedings of the First PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Mexican Society of Soil Mechanics, Mexico D.F. p. 537-552.
- Majumdar, D.K. 1971. Stability of Soil Slopes under Horizontal Earthquake Force. *Geotechnique*, **34**(1): 71-79.
- Makdisi, F.I., et Seed, H.B. 1977. Simplified Procedure for Computing Maximum Acceleration and Natural Period for Embankments. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
- Makdisi, F.I., et Seed, H.B. 1978. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, **104**(GT7): 849-867.
- Marcuson III, W.F.; Franklin, A.G. 1983. Seismic Design, Analysis, and Remedial Measures to Improve Stability of Existing Earth Dams. Washington, D.C.
- Marcuson III, W.F. 1981. Session 7: Moderator's Report. *Dans International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. p. 1175. Available à l'adresse <http://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/01icrageesd/session07/24%0A>.
-

-
- De Melo, C.B.C. 2000. Seismic coefficients for pseudostatic slope analysis. University of Idaho, USA.
- Mendez, C. 1971. Computerized Slope Stability, the Sliding Block Problem. Lafayette, IN.
- Morgenstern, N.R., et Price, V.E. 1965. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Géotechnique*, **15**(1): 79-93. doi:10.1680/geot.1965.15.1.79.
- Nacci, V.A., et Taylor, R.J. 1968. Influence of Clay Structure on Elastic Wave Velocities. *Dans Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*. University of New Mexico Press, Albuquerque, NM. p. 491-502.
- Natural Resources Canada. 2011. Earthquake zones in Eastern Canada. Available à l'adresse <http://www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca/zones/eastcan-eng.php> [consulté le 26 février 2013].
- Newmark, N.M. 1965. Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, **15**(2): 139-160.
- Ohba, S., et Toriumi, I. 1970. Research on Vibrational Characteristics of Soil Deposits in Osaka, part 2, On Velocities of Wave Propagation and Predominant Periods of Soil Deposits. *Dans Abstracts, Technical Meeting of Architectural Institute of Japan* (en Japonais).
- Ohsaki, Y., et Iwasaki, R. 1973. On dynamic shear moduli and Poisson's ratios of soil deposits. *Soils and Foundations, Japanese society of soil mechanics and foundation engineering*, **13**(4): 61-73.
- Ohta, T., Hara, A., Niwa, M., et Sakano, T. 1972. Elastic Moduli of Soil Deposits Estimated by N-Values. *Dans Proceedings of 7th Annual Conference, the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering* (en Japonais).
- Page, R.A., Boore, D.M., et Yerkes, R.F. 2016. The Los Angeles Dam Story. Available à
-

-
- l'adresse <http://earthquake.usgs.gov/learn/publications/la-damstory/>.
- Pfendler, P. 1990. Résistance cyclique après précisaillement statique non drainé d'une argile de l'est du Canada. Université de Sherbrooke.
- Plafker, G., Ericksen, G.E., et Concha, J.F. 1971. Geological aspects of the May 31, 1970, Peru earthquake. Bulletin of the seismological society of America, **61**(3): 543-578.
- Prakash, S. 1981. Soil Dynamics. McGraw-Hill Book Company.
- Prasad, B.B. 2009. Fundamentals of Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
- Prater, E.G. 1979. Yield acceleration for seismic stability of slopes . journal of the geotechnical engineering division, ASCE, **105**(GT5): 682-687.
- Quigley, R.M. 1980. Geology, mineralogy, and geochemistry of Canadian soft soils: a geotechnical perspective. Canadian Geotechnical Journal, **17**(2): 261-285. NRC Research Press. doi:10.1139/t80-026.
- Reitherman, R. 2009. Robert V. Whitman, Oral History Series Vol. 17. *Édité Par* G.H. Shea. Earthquake Engineering Research Institute.
- Rosenqvist, I.T. 1946. Om de norske kvikkleirers egenskaper og mineralogiske sammensetning (About the properties of the Norwegian quick clays and mineralogical composition). Nordiska Ingeniörmötet Förhandlingar, **10**(1). Nordiska Ingeniörmötet Förhandlingar, Stockholm.
- Rosenqvist, I.T. 1953. Considerations of sensitivity of Norwegian quick-clays. Geotechnique, **3**(5): 195-200.
- Sarma, S.K. 1973. Stability Analysis of Embankments and Slopes. Géotechnique, **23**(3): 423-433. doi:10.1680/geot.1973.23.3.423.
- Sarma, S.K. 1975. Seismic Stability of Earth Dams and Embankments. Géotechnique, **25**(4): 743-761.
- Seed, H.B. 1979. Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and
-

-
- Rockfill Dams. *Géotechnique*, **29**(3): 215-263.
- Seed, H.B. 1981. Earthquake-Resistant Design of Earth Dams. *Dans* Proceedings of the First International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering & Soil Dynamics. St. Louis, MO. p. 1157-1173.
- Seed, H.B. 1982. Earthquake-Resistant Design of Earth Dams. *Dans* Geotechnical Problems and Practice of Dam Engineering. A. A. Balkema, Bangkok, Thail. p. 41-60.
- Seed, H.B., et Idriss, I.M. 1970. Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, USA.
- Seed, H.B., Makdisi, F.I., et De Alba, P. 1978. Performance of earth dams during earthquakes. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, **104**(GT7).
- Seed, H.B., et Martin, G.R. 1966. The Seismic Coefficient in Earth Dam Design. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, **92**(SM3): 25-58.
- Seed, H.B., et Sultan, H.A. 1967. Stability Analysis for a Sloping Core Embankment. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, **93**(4): 69-83.
- Skempton, A.W. 1948. Vane Tests in the Alluvial Plain of the River Forth Near Grangemouth. *Géotechnique*, **1**(2): 111-124. doi:10.1680/geot.1948.1.2.111.
- Skempton, A.W., et Northey, R.D. 1952. Sensitivity of clays. *Geotechnique*, **3**(1): 30-53.
- Société canadienne de géotechnique. 1994. Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations. *Dans* 2e édition. *Édité Par* P. Morin.
- Société Canadienne De Géotechnique. 1994. Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations. *Dans* 2e édition. The canadian geotechnical society c/o BiTech Publisher Ltd.
- Société Canadienne De Géotechnique. 2013. Manuel Canadien d'Ingénierie des
-

-
- Fondations. *Dans* 4e édition. The canadian geotechnical society c/o BiTech Publisher Ltd.
- Spencer, E. 1967. A Method of analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slice Forces. *Géotechnique*, **17**(1): 11-26. doi:10.1680/geot.1967.17.1.11.
- Taylor, D.W. 1937. Stability of earth slopes. Boston Society of Civil Engineers -- Journal, **24**(3): 197-246. Boston Society of Civil Engineers, Boston, MA, United States.
- Taylor, D.W. 1947. Progress Report on Triaxial Shear Research and Pressure Distribution Studies on Soils. Vicksburg, Mississippi.
- Taylor, D.W. 1948. Fundamentals of Soil Mechanics. John Wiley & Sons, Inc.
- Terzaghi, K. 1950. Mechanism of Landslides. *Dans* Application of Geology to Engineering Practice. Geological Society of America, New York, N. Y. p. 83-123. doi:10.1130/Berkey.1950.83.
- Terzaghi, K., Perck, R.B., et Mesri, G. 1996. Soil Mechanics in Engineering Practice. *Dans* 3ème.
- Torrance, J.K. 1987. Quick Clays. *Dans* Slope Stability. *Édité par* M.G. Anderson et K.S. Richards. John Wiley and Sons, Inc. p. 447-473.
- Torrance, J.K. 2014. Chemistry, Sensitivity and Quick-Clay Landslide Amelioration BT - Landslides in Sensitive Clays: From Geosciences to Risk Management. *Édité par* J.-S. L'Heureux, A. Locat, S. Leroueil, D. Demers, et J. Locat. Springer Netherlands, Dordrecht. p. 15-24. doi:10.1007/978-94-007-7079-9_2.
- Towhata, I. 2008. Geotechnical Earthquake Engineering. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. p. 120-128. doi:10.1007/978-3-540-35783-4.
- U.S. Geological Survey. 2012. Historic Earthquakes.
- United States Society of Dams. 2007. Strength of materials for embankment dams.
-

-
- United States Society on Dams, Denver, Colorado.
- University of Washington. 2000a. 1964 Niigata earthquake, Japan. Available à l'adresse <https://depts.washington.edu/liquify/html/quakes/niigata/niigata.html>.
- University of Washington. 2000b. Where does liquefaction commonly occur? Available à l'adresse <https://depts.washington.edu/liquify/html/where/where1.html>.
- US Army Corps of Engineers. 1970. Stability of earth and rock-fill dams. U.S. Army Corps of Engineers.
- USGS. 2012. Earthquakes with 50,000 or More Deaths. Available à l'adresse https://web.archive.org/web/20130507101448/http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/most_destructive.php [consulté le 29 octobre 2018].
- Vanmarcke, E.H., Cornell, C.A., Gasparini, D.A., et Hou, S. 1976. SIMQKE-I: Simulation of Earthquake Ground Motions. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
- Vanmarcke, E.H., Fenton, G.A., et Heredia-Zavoni, E. 1997. SIMQKE-II: Conditioned Earthquake Ground Motion Simulator. Princeton University.
- Vucetic, M., et Dobry, R. 1991. Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. *Journal of Geotechnical Engineering*, **117**(1): 89-107. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:1(89).
- Wieczorek, G.F., Wilson, R.C., et Harp, E.L. 1985. Map showing slope stability during earthquakes in San Mateo County, California. *Dans* IMAP. doi:10.3133/i1257E.
- Wu, X.Y., Law, K.T., et Selvadurai, A.P.S. 1991. An examination of the pseudo-static limit equilibrium method for dynamic stability analysis of slopes. *Dans* 44th Canadian Geotechnical Conference. p. 19.1-19.8.
- Yan, L. 1990. Hydraulic gradient similitude method for geotechnical modelling tests with emphasis on laterally loaded piles. Available à l'adresse <https://open.library.ubc.ca/collections/831/items/1.0050461>.
-

-
- Yegian, M.K., Marciano, E.A., et Ghahraman, V.G. 1991. Earthquake-induced permanent deformations. Probabilistic approach. *Journal of Geotechnical Engineering*, **117**(1): 35-50. Northeastern Univ, Boston, United States.
- Yokota, K., Imai, T., et Tomouchi, K. 1982. Geotechnical and Geophysical Methods for Evaluating Dynamic Soil Properties at Various Sites in Japan. *Dans Third International Earthquake Microzonation Conference Proceeding*. p. 1129-1144.
- Zelikson, A. 1969. Geotechnical Models using the Hydraulic Gradient Similarity Methods. *Géotechnique*, **19**(4): 495-508.